



TITLE:

山岳トンネルの変状メカニズムと
その対策に関する研究(
Dissertation_全文)

AUTHOR(S):

朝倉, 俊弘

CITATION:

朝倉, 俊弘. 山岳トンネルの変状メカニズムとその対策に関する研究. 京都大学, 1997, 博士(工学)

ISSUE DATE:

1997-03-24

URL:

<https://doi.org/10.11501/3123585>

RIGHT:

新 制
工
1073

山岳トンネルの変状メカニズムと その対策に関する研究

1996.12.12

朝倉 俊弘

山岳トンネルの変状メカニズムと その対策に関する研究

1996. 12. 12.

朝倉俊弘

目 次

第 1 章 緒論	1
1.1 研究の目的	1
1.2 既往の研究例	1
1.3 内容の概観	2
第 2 章 山岳トンネル変状の実態	5
2.1 緒言	5
2.2 トンネル変状原因	5
2.3 地圧の作用によるトンネル変状	7
2.3.1 長期的地山挙動によるトンネルの変状	7
2.3.2 短期的地山挙動によるトンネルの変状	23
2.4 覆工材料の劣化によるトンネル変状	28
2.5 山岳トンネルの地震被害事例	33
2.5.1 過去のトンネルの地震被害	33
2.5.2 1995 年兵庫県南部地震によるトンネルの被害	35
2.6 結言	47
第 3 章 模型実験による山岳トンネル覆工の力学挙動評価	50
3.1 緒言	50
3.2 トンネル覆工模型実験装置	50
3.3 実験概要	53
3.3.1 実験ケース	53
3.3.2 実験材料	55
3.3.3 計測項目	56
3.3.4 実験手順	56
3.3.5 相似則	58
3.4 山岳トンネル覆工の力学挙動	58
3.4.1 全ケースを通じた傾向	58
3.4.2 載荷方向の差異による覆工挙動の特徴	58
3.4.3 覆工構造の差異による覆工挙動の特徴	61
3.4.4 構造的欠陥による覆工挙動への影響	63
3.4.5 覆工変状、構造欠陥に対する対策工の効果	65
3.5 結言	67
第 4 章 数値解析による山岳トンネル覆工の力学挙動評価	70
4.1 緒言	70
4.2 骨組解析	70
4.2.1 解析モデル	70
4.2.2 シミュレーション解析	71
4.2.3 対策工効果のシミュレーション	73
4.2.4 パラメトリック解析	77
4.3 ファイバーモデル解析	84

4.3.1	解析手法	84
4.3.2	シミュレーション解析	85
4.4	結言	85
第5章	山岳トンネルの変状メカニズム	87
5.1	緒言	87
5.2	山岳トンネル変状と地山挙動	87
5.3	山岳トンネルの地震被害メカニズム	88
5.4	結言	90
第6章	変状トンネル対策設計法	92
6.1	緒言	92
6.2	地盤及び変状トンネル覆工のモデル化	93
6.2.1	地盤のモデル化	93
6.2.2	覆工のモデル化	93
6.3	変状トンネルに作用する地圧のモデル化	94
6.4	変状トンネル対策設計法	95
第7章	結論	96
7.1	トンネル変状現象とその要因について	96
7.2	トンネル変状の力学的評価について	96
7.3	トンネルの変状メカニズムについて	97
7.4	トンネル変状対策工設計法の提案	97
	謝辞	99
	付録	100

第1章 緒論

1.1 研究の目的

120年の歴史を有する我が国の鉄道においては、戦前に建設されたトンネルも多く、老朽化が進み、中には供用後に変状が生じて対策を要するトンネルも少なくない。このような変状トンネルの維持管理は、鉄道事業者にとって非常に重要な課題である。これは、鉄道トンネルに限らず、道路、水路、通信用トンネル等にとっても同様である。

また、近年土地の高度利用化に伴い、これまで例のなかったような大規模な、あるいは非常に接近した、既設トンネルへの近接工事が急増している。

このような状況の中、変状対策工を設計する際、あるいは近接工事の影響評価を行う場合に、対象となる既設トンネル覆工の力学的な健全度を的確に評価することは、非常に重要である。しかしながら、現状では、覆工の健全度評価法は確立されておらず、特にひび割れの生じた覆工の挙動評価は、技術的に困難であり、研究事例もほとんどないため、結局、経験の豊富な専門家の経験的判断に頼らざるを得ないことが多い。

このような状況に鑑み、本研究は、トンネル覆工の力学的健全度評価法を確立するための基礎的研究として、トンネル覆工の変状メカニズムを明らかにすることを目的としている。

これまで、類似の研究事例がほとんどないため、本研究は、鉄道分野で蓄積された変状トンネルデータに基づく変状パターンと想定される変状原因の分類・整理から始めている。トンネルの変状には、地圧の経時的な増加による長期的現象と、地震に代表されるような短期的な現象に分けられるため、それぞれについて変状メカニズムを検討した。次に、変状の進行が追跡・観察できるトンネル覆工模型実験装置を製作し、覆工構造、地盤剛性、地圧の方向・大きさ等をパラメータとした比較実験を行い、変状現象の再現を試みた。さらに、トンネル覆工を梁で、地盤反力をばねでモデル化した骨組み解析によるシミュレーション解析とパラメータ解析を行った。これらの実績データ、模型実験、数値解析の結果を総合的に解釈し、変状メカニズムの考察を行った。

これらの研究により、これまで経験的知識としてのみ取り扱われてきたトンネル変状現象が体系化され、定量的に議論できる素地が提供された。この成果が、今後ますます重要になるトンネルの保守管理に資することを期待するものである。

1.2 既往の研究例

新設トンネルの設計、施工に関連した研究事例は多く発表されているが、既設トンネル覆工の力学挙動に関連した研究事例は、非常に少ない。トンネルの変状事例そのものが、発表対象とならず、陽の目を見ない傾向にあることに起因しているものと考えられる。

とはいえ、具体的な変状トンネルの対策に関する報告は、多くはないが、発表

されている（例えば、^{11)~10)}）。ただし、これらは、あくまで散発的なもので、トンネルの変状現象やそのメカニズムといった分野がいまだ研究対象として十分には議論されず、体系化されていない状況にあるといえる。

従来、鉄道分野では、1974年に「土木建造物の取替標準」¹¹⁾の一部として「トンネル」が取り上げられ、これに従いトンネル構造物の保守管理が行われてきた。また、これを改訂・補遺する目的で、1990年に「トンネル補強・補修マニュアル」¹²⁾が発行され、トンネル保守実務に供されてきた。さらに、近年、急増する近接施工を対象とした「既設トンネル近接施工対策マニュアル」¹³⁾が1995年に発行された。

鉄道分野に続き、道路分野においても、それまで十分でなかったトンネル保守基準の整備が進められてきており^{14),15)}、トンネル保守の重要性が再認識されつつあるといえる。

このような経緯の中で、旧日本国有鉄道鉄道技術研究所、現（財）鉄道総合技術研究所では、変状トンネルの対策事例を蓄積し、トンネル保守に反映させることを目的として、順次発表してきている^{16),17)}。1977年には、高橋らにより、これらの実績が「トンネルの変状と保守」¹⁸⁾としてとりまとめられ、体系化が試みられている。

トンネル覆工を対象とした力学的な立場の研究について見れば、古くは、Proctor & White¹⁹⁾が示した鋼アーチ支保工の設計法が覆工の設計に準用された時期があった。これは、変形は考慮せず、力のバランスのみから安定の検討を行うものであった。その後、コンピュータの発達・普及に伴い、地盤をばねで表現し、変形を考慮した設計も試みられてきているが、いまだ、標準化されるには至っていない。

模型実験によるトンネル覆工の力学挙動に関する研究も行われている。斉藤ら²⁰⁾は、約1/4模型で、H型支保工の効果、巻厚の効果、空隙の存在の影響等について成果を得ている。さらに、今田ら²¹⁾は、1/2模型で覆工の耐荷力、鉄筋効果、二重巻き覆工、ブロック覆工等について成果を得ている。

本研究は、このような状況の中、変状トンネルの実態を、トンネル構造、地質条件等の要因によって分類・整理し、実験的・解析的考察を加えることにより、トンネル覆工の力学挙動評価法の基礎を確立するものとして位置づけられる。

1.3 内容の概観

本論文は、7章より構成される。

第1章は、緒論であり、本論文の背景となっているトンネル覆工の力学的評価法の現状と、それに対する既往の研究の実態を振り返り、本論文の構成を概説する。

第2章では、トンネル覆工変状事例について、長期的に地圧が作用するものと、短期的に地圧が作用する場合に分類・整理し、その外的要因・内的要因を抽出する。これにより、変状トンネルの力学的特性を浮き彫りにし、以降の章における実験的研究と解析的研究の検討課題を抽出する。

第3章では、前章において抽出された、トンネル覆工の力学的健全度評価に関わる種々の要因（内的要因と外的要因）を力学的なモデルに置き換える。このモデルを表現できる模型実験装置を製作し、これを用いた模型実験により各要因の変状現象に対する影響度を検討する。

第4章では、骨組構造解析により、模型実験結果をシミュレーションし、さらにトンネル覆工の構造的要因、周辺地盤要因等をパラメータとした解析的検討を加える。

第5章では、第2章～第4章において、事例分析、模型実験、数値解析を通して得られた知見に解釈を加え、トンネルの変状メカニズムについて考察する。

第6章では、トンネル覆工構造、周辺地山、地圧をそれぞれ簡略モデル化し、梁ばねモデルを用いた骨組解析による簡易設計法を提案する。

第7章では、本研究により得られた成果、知見を総括するとともに、今後の課題について述べる。

参考文献(第1章)

- 1) Voor, B.H.Ⅲ, Martin, J.W.: Rehabilitation of brick-lined railroad tunnels to achieve increased clearance, 3rd Material Engineering Conference (Sandiego), 1994.
- 2) 平井公康、鈴木照行、秋月亨、八重樫榮：供用中のNATMトンネルの盤ぶくれ—一般県道宮古港線小山田トンネル—、トンネルと地下、26巻12号、1995.12.
- 3) 国田雅人：木の浦トンネルの災害復旧工事、季刊防災、No.102, 1994.
- 4) Grobbelaar, C.: The degradation and failure of concrete linings around water conveyance tunnels, Tunnels and Underground Space Technology, Vol.9, No.1, 1994
- 5) 竹内貴司、柿崎稔、川口周作、柳本速雄：馬蹄形導水路トンネルにおける鋼板内巻改修工法の開発、新日鉄技報、No.350, 1993.
- 6) 青木隆、竹内定行、川瀬岳：信越線塚山トンネルの変状と対策、日本鉄道施設協会誌、Vol.31, No.5, 1993.
- 7) Riddell, J.B.: Electrification of British Railways' East Coast Main Line. Calton South Tunnel, Edinburgh, Strengthening works for electrification, Proc. Int. Civil Engineering Transportation, Vol.95, No.4, 1992
- 8) 三枝恒、井上良博：由比トンネル覆工対策の設計と施工、日本鉄道施設協会誌、29巻3号、1991.
- 9) 鈴木哲也、岩淵武、林満、森田英俊：変質した地山中のトンネルにおける変状調査と対策、北海道開発局開発土木研究所月報、No.449, 1990.
- 10) Roberts, N.R., Darnell, K.E., Hussin, J.D., Henry, J.F.: Solway Tunnel rehabilitation, Proc. 12th Int. Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering (Rio de Janeiro), 1989.
- 11) 日本国有鉄道：土木建造物の取替標準、1974.
- 12) (財)鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル、1990.
- 13) (財)鉄道総合技術研究所：既設トンネル近接施工対策マニュアル、1995.
- 14) (社)日本トンネル技術協会：山岳トンネルの老朽化対策に関する調査研究(その3)報告書(日本道路公団委託)、1992.
- 15) (社)日本道路協会：道路トンネル維持管理便覧、1993.
- 16) 白井慶治、高木盛男、川上義輝：トンネル変状の傾向、鉄道技術研究報告、No.1026、1976.11
- 17) 吉川恵也、北川修三、川上義輝、馬場富雄：トンネル変状の傾向(2)、鉄道技術研究報告、No.1293、1985.3
- 18) 高橋彦治、池田和彦、白井慶治、飯塚全：トンネルの変状と保守、土木工学社、1977.
- 19) Proctor, R.V., White, T. (eds.): Rock tunnelling with steel supports, Commercial Shearing and Stamping Co., Youngstown, 1946.
- 20) 斉藤徹、白井慶治、飯塚全、高木盛男、土屋敬、岩井徳雄：模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究、鉄道技術研究報告、No.779、1971.10.
- 21) 今田徹、他：トンネル覆工の強度に関する実験報告(1)、土木研究所資料第921号、1974、：同(2)、第922号、1974、：同(3)、第991号、第991号、1975、：同(4)、第1100号、1976

第2章 山岳トンネル変状の実態

2.1 緒言

我が国の山岳トンネル建設の歴史を厳密に辿ることは難しいが、江戸時代の灌漑利水のための各種用水トンネルや、僧禅海による耶馬溪の「青の洞門」等が記録としては古いものである。近代的な交通用トンネルは、明治時代にはいって建設され始めた。1876年竣工の道路トンネル宇津之谷隧道、1880年竣工の鉄道トンネル逢坂山隧道等がその先駆けとして位置づけられる¹⁾。

明治時代には、掘削は手掘りから発破工法に移行したが、覆工は煉瓦積み、石積みによっていた。大正時代にはいって、覆工にコンクリートが利用されるようになり、場所打ちコンクリート、コンクリートブロックが用いられるようになった。昭和時代になり、コンクリートの品質が安定するようになって以降は、場所打ちコンクリートがもっぱら用いられてきている。場所打ちコンクリートも、初期の頃は、人力による手打ち作業であったが、1950年代よりスチールフォーム、コンクリートポンプの使用が普及し、さらに、最近ではコンクリートポンプによる打設も、引抜き方式から吹上げ方式が一般化し、定着してきている。このように、時代とともに、トンネル建設方法は発展し、覆工材料・覆工構造も変化していることを認識することは、トンネル変状についての検討を行う上で、極めて重要な要素である。

さて、供用中のトンネル覆工に生じる変状は、外的要因としてのトンネル周辺の地形・地質条件、及び内的要因としてのトンネル覆工の構造条件（単線・複線の違いによる断面形状の差、巻厚、インバートの有無、順巻・逆巻の違い、背面空隙の有無等）とが相互に関連し合って多様な現象となって現れる。

本章では、まずトンネル変状を、その原因から、①地圧の作用、②覆工の材料劣化、③漏水・凍害、に大別し、さらにそれらを細分化して、変状事例に基づく現象の特徴と想定されるメカニズムを考察する。中でも、地圧の作用による変状のメカニズムの解明が本研究の中心課題であるので、これに重点的に考察を加える。

地圧の作用による変状は、通常、トンネル完成後、長期的な地圧現象として生じることが一般的である。これに対し、短期的な地圧現象として、地震によるトンネル変状を取り上げる。すなわち、地震によるトンネル被害事例を過去の分析事例と、1995年兵庫県南部地震による被害事例を比較することにより、その被災メカニズムの考察を行う。

なお、短期的な地圧現象として、人為的に行われる既設トンネルへの近接施工については、本研究の対象とはせず、あくまで自然現象としての地圧現象のみを対象とする。

2.2 トンネル変状原因

トンネル覆工変状の原因は、以下のように大別される。

①地圧の作用による変状

②覆工材料の劣化

大別された変状原因は、さらに以下のように細別される。これらの細別された変状要因についての具体的事例について次項以降で考察する。

(1)地圧の作用による変状

ある地形・地質条件下では、トンネル掘削が周辺地山に影響を及ぼし、これが時間経過とともに、トンネル覆工に作用する地圧の増大を招き、トンネル覆工構造の設計・施工が十分でない場合には変状現象として顕在化する。また、逆にトンネル覆工構造の設計・施工が十分でないことが起因して、トンネル覆工に作用する地圧の増大を招くことがある。

これまでの鉄道トンネルの長期的地山挙動による変状事例から、その変状要因を抽出すると以下のように細別される。

1)地形条件

①斜面地形（偏圧地形、地すべり地形、河川の攻撃斜面）

②土被り（深い土被り、浅い土被り）

③その他

2)地質条件

①未固結堆積層

②低強度軟岩（新第三紀泥岩・凝灰岩・砂岩）

③風化変質岩

④温泉余土

⑤蛇紋岩（葉片状蛇紋岩、粘土状蛇紋岩）

⑥泥質片岩

⑦膨潤性粘土

⑧断層破碎帯

⑨その他

3)構造条件

①断面形状（複線、単線、側壁直、その他）

②覆工巻厚不足

③覆工強度不足（コンクリート、煉瓦、石、目地材）

④覆工背面空隙

⑤インバートなし（梁版コンクリート、路盤コンクリート）

⑥抱きコンクリート不足

⑦迫め不良（逆巻迫め不良、アーチ迫め不良）

⑧その他

次に、短期的な地山挙動による変状の要因は以下の通りである。

1)地形条件

①浅い土被り

②離隔（震源、河川、近接工事）

③その他

2)地質条件

①軟質な地山(前頁地質条件の①～⑦に同じ)

②断層破砕帯(特に地震の場合)

③割れ目の卓越した不連続性岩盤

④その他

3)気象条件

①地震

②集中豪雨

4)構造条件

①(前頁構造条件の①～⑧に同じ)

(2)覆工材料の劣化

一般に、トンネル覆工の劣化は、経年による老朽化として認識されているが、漏水と関連していることが多く、さらに有害水・凍害・塩害・煙害といった外的要因が作用することもある。また、内的な要因としては、コンクリートのセメント量不足や不十分な目地詰めといった材質不良や、アルカリ骨材反応といった特殊な例もある。なお、トンネル覆工が長い間の使用により風化している現象で、その原因が特定しがたいものは、「経年」として整理した。

1)外的要因

①経年

②漏水

③有害水

④凍害

⑤塩害

⑥煙害

2)内的要因

①アルカリ骨材反応

②材質不良

2.3 地圧の作用によるトンネル変状

トンネルは、前項で述べたような外的要因(地形・地質条件)と、内的要因(トンネル構造条件)の組み合わせによって種々の変状が生じる。これらの変状を長期的地山挙動によるものと、短期的地山挙動によるものに大別し、前者について、7タイプに分類して、それぞれの変状概要、変状要因、変状の特徴と典型的な事例を挙げる。後者については、変状の外的要因(地震、水圧、近接施工)によって3タイプに分類する。

2.3.1 長期的地山挙動によるトンネルの変状

(1)塑性地圧の作用による変状

変状概要：トンネル掘削により、トンネル周辺地山の応力状態は変化し、トン

ネル周辺の地山の強度が土被り圧に比して著しく小さい場合、あるいは強度劣化が顕著な場合には、トンネル周辺に生じた塑性領域が拡大し、トンネル覆工に大きな荷重として作用する。

変状要因： 塑性地圧の作用による変状は、土被りと地山強度が主たる要因となり、グリーンタフ地域の泥岩、凝灰岩の地山において多く発生している。側圧に対する構造的欠陥も変状を助長する要因となる（表 2.3.1）

表 2.3.1 塑性地圧による変状の発生要因

地形条件	<ul style="list-style-type: none"> ・深い土被り（地山強度比αが2以下） $\alpha = \frac{\text{地山の軸圧縮強度}\left(\frac{tf}{m^2}\right)}{\text{地山の単位体積重量}\left(\frac{tf}{m^3}\right) \times \text{土被り}(m)}$
地質条件	低強度あるいは強度劣化が顕著な不良地質 <ul style="list-style-type: none"> ・モンモリロナイトを多量に含む新第三紀の泥岩、凝灰岩 ・風化変質岩 ・温泉余土 ・葉片状・粘土状の蛇紋岩 ・泥質片岩 ・破碎質・粘土質の断層破碎帯
構造条件	<ul style="list-style-type: none"> ・断面形状（縦長の単線断面、特に側壁直） ・インバートなし ・覆工巻厚不足 ・覆工背面空洞

変状の特徴：

- ・側壁・アーチ肩部の水平引張りひび割れ
- ・側壁の押出しによる内空幅の縮小
- ・盤膨れ（軌道・側溝の持ち上がり、路盤コンクリートの変状、まれにインバートコンクリートの変状）
- ・天端部の圧ざ（曲げ圧縮破壊による浮き、剥離等の総称）
- ・待避所(マンホール)にトンネル壁面に平行な輪切り状のひび割れ

変状の事例： トンネル；只見線、只見・田子倉間、田子倉トンネル（1971年竣工）

地形条件；変状区間の土被り約 150m

地質条件；新第三紀中新世の緑色凝灰岩及び軽石質凝灰岩（ボーリング調査によればトンネル周辺が粘土化→図 2.3.1, 図 2.3.2 参照）

構造条件；単線 2 号、側壁直、コンクリート造（巻厚 30cm, 45cm）
インバートなし

変状状況；→図 2.3.3 参照

- ・側壁押出しによる断面縮小（14.5mm/16ヶ月）
- ・アーチ 45°（図中A）、側壁部（図中B）に水平引張りひび割れ
- ・天端部圧ざ（図中C）
- ・盤膨れ（最大 12cm）

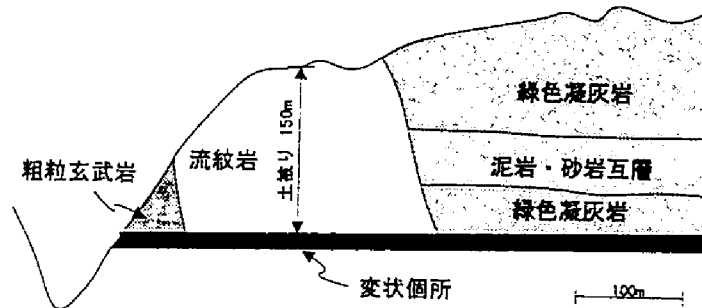


図 2.3.1 田子倉トンネル縦断図（トンネル建設計画時の地質縦断図、変状対策時のボーリングでは緑色凝灰岩と確認された）

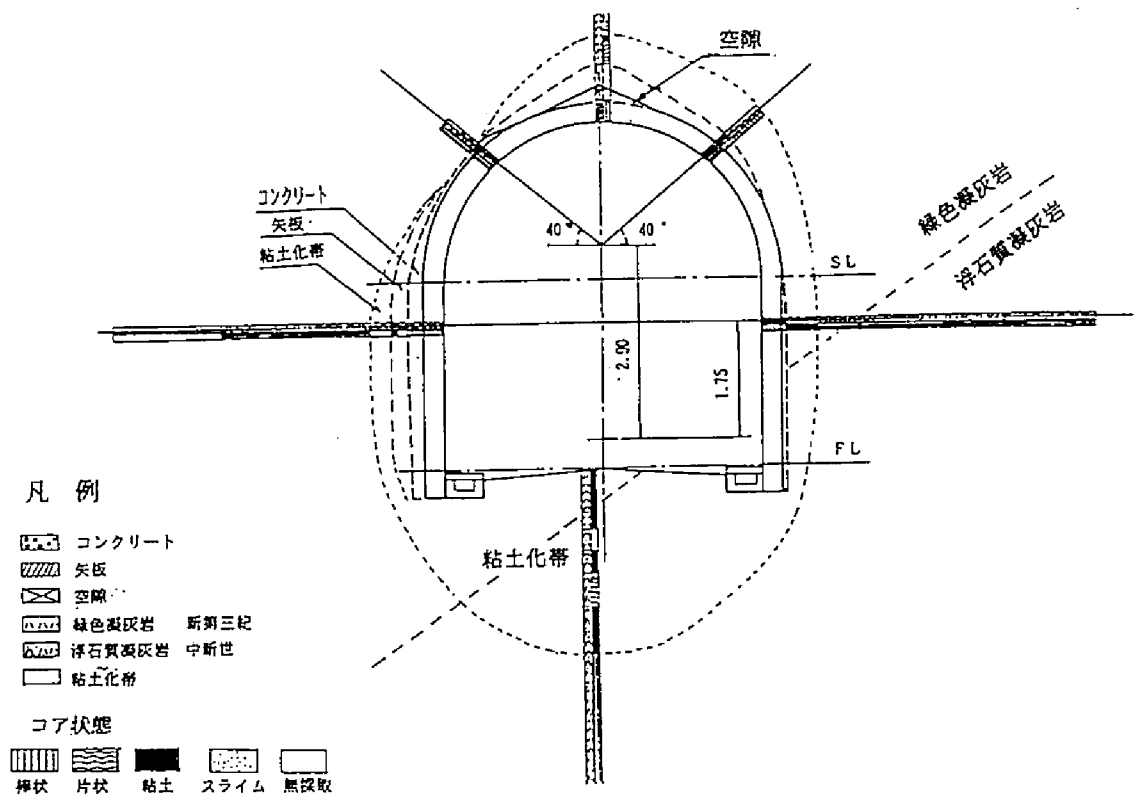


図 2.3.2 トンネル周辺地山の塑性化（粘土化）の状況（田子倉T）²⁾

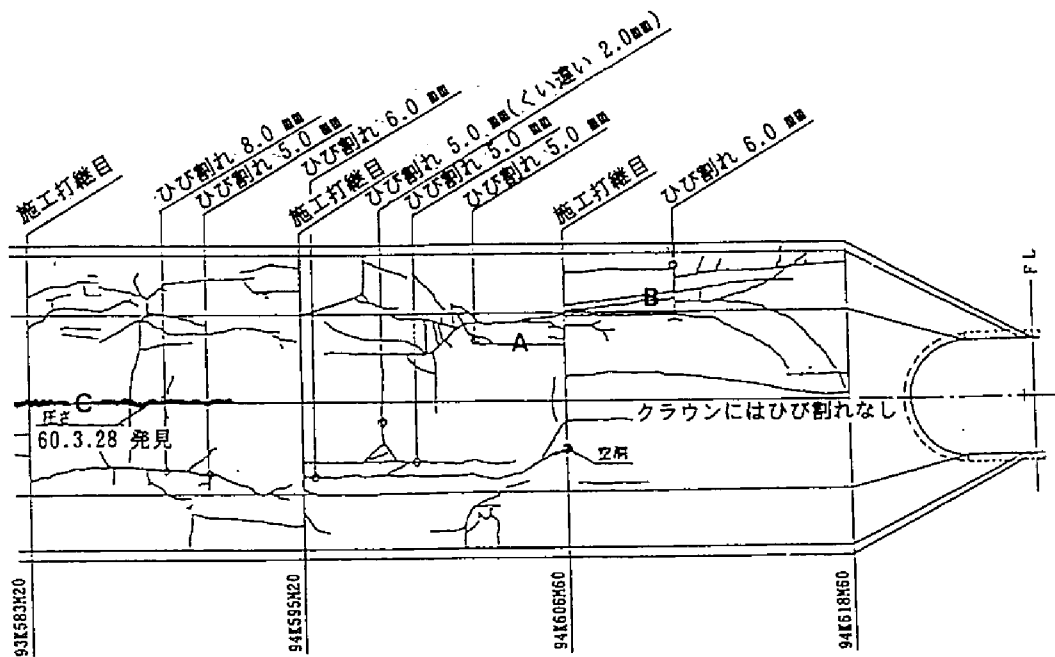


図 2.3.3 トンネル変状展開図 (田子倉 T) ²⁾

(2) 偏圧・斜面クリープの作用による変状

変状概要：トンネルに作用する地圧が著しく不均等な状態となる地形条件下で、不良な地質の場合に生じる変状で、長期にわたって斜面方向に緩慢で間欠的に変位・変形が生じるものである。一般に片斜面地形で側方土被りが薄い場合に生じる。

変状要因：偏圧・斜面クリープによる変状は、地形的要因に強く支配され、集中豪雨による間隙水圧の上昇や地震といった気象環境により間欠的に進行する。

建設時に、偏圧を十分に考慮した設計・施工が行われていないと変状の進行を抑圧することは難しい。(表 2.3.2)

表 2.3.2 偏圧・斜面クリープによる変状の発生要因

地形条件	斜面に平行で側方土被りが小さい 河川の攻撃斜面
地質条件	低強度の岩 ・風化変質岩 ・新第三紀中新世の堆積岩 ・片岩類 ・断層破砕帯 ・斜面に対して流れ盤
構造条件	・断面形状（縦長の単線断面、特に側壁直 ・インバートなし ・抱きコンクリート不足 ・谷側側壁根入れの不足 ・覆工巻厚不足 ・覆工背面空洞
気象環境	・地震 ・豪雨 ・河川水位の急変（ダムの湛水、放流等）

変状の特徴：・山側アーチ肩部に水平引張りひび割れ

・アーチ天端、谷側に圧ざ

・断面軸の回転・傾斜

・地表に滑落崖、表層崩壊、植生の根曲がり等斜面不安定化現象

変状の事例 a)：トンネル；中央本線、甲斐大和・勝沼ぶどう郷間、旧横吹第2トンネル（1903年竣工、1917年廃線）

地形条件；河川北側の急傾斜面（35～45°）で険しい壮年期地形

直上土被り=18m、斜め土被り=11m

斜面尾根部との標高差=450m

地質条件；中生代白亜紀小仏層群の砂質ホルンフェルス
南北系と東西系の断層が破砕帯を伴い複雑にいきりくみ、割れ目が粘土化

構造条件；単線甲型、煉瓦造、インバートあり

変状状況；・煉瓦覆工のせん断破壊（図 2.3.5、図 2.3.6 の A）

・トンネル鉛直軸の川側への傾斜と断面の変形（図 2.3.6）

・補強用隔壁（厚さ 1.5m、間隔 4.5m）の新しいひび割れ

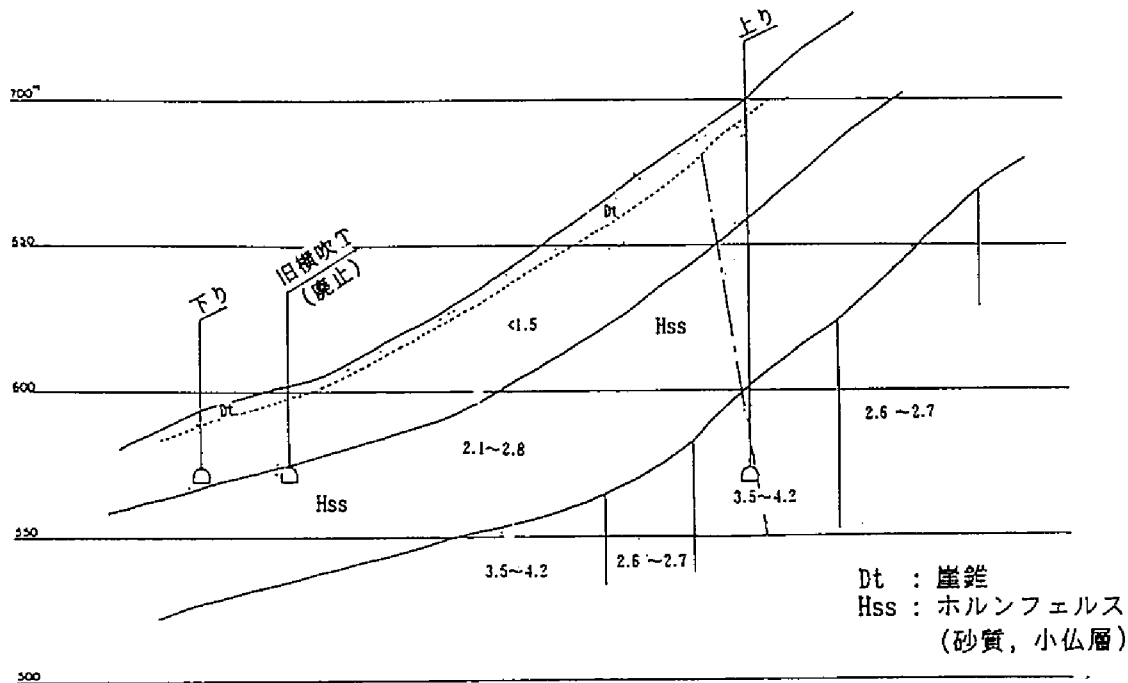


図 2.3.4 旧横吹第2トンネルの横断地形³⁾

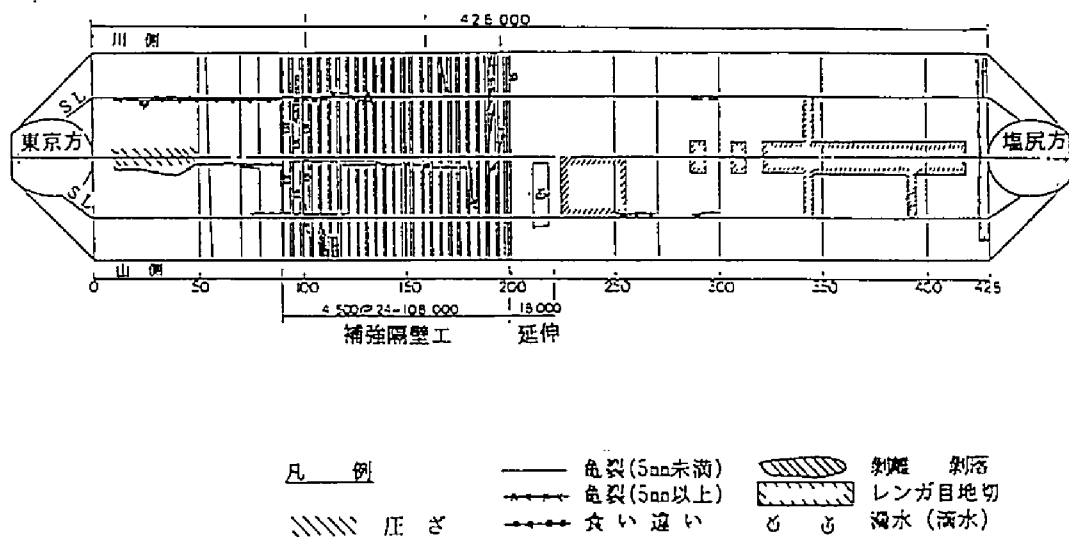


図 2.3.5 旧横吹第2トンネルの変状概要³⁾

断面番号 : 5 隔壁 NO.5 ~6
延長程 m : 110.8

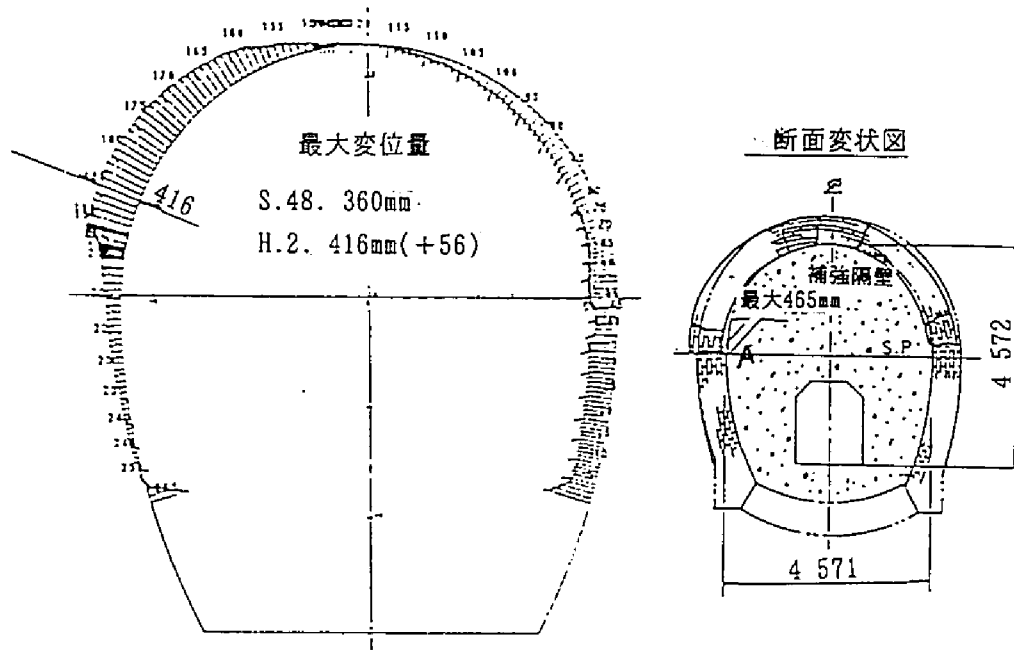


図 2.3.6 旧第2横吹トンネルの偏圧による鉛直軸傾斜と断面変形⁸⁾

変状の事例 b)トンネル ; 高千穂鉄道、日之影温泉・影待間、第1日之影トンネル (1970年竣工)

地形条件 ; 河川左岸の急斜面下の著しい偏圧地形 (図 2.3.7)

直上土被り=13~25m

地質条件 ; 中生代四万十層群の粘板岩

構造条件 ; 単線2号型、コンクリート造 (入口より約120m間はアーチ鉄筋コンクリート)

変状状況 ; ・坑口より120~200m間で山側アーチ肩部に引張りひび割れ (図 2.3.8のA)

トンネルが存在する場合には、トンネルは著しく変位し、変形する。
 変状要因：地滑りは、軟質な地形条件で緩い傾斜をもつ斜面に生じやすい。
 降雨や地震、火山活動といった気象・環境によって進行する。（表 2.3.3）

表 2.3.3 地すべりによる変状の要因

地形条件	5～20° の緩傾斜面
地質条件	新第三紀層、構造線地帯、破碎帯、温泉地等に多い すべり面に地すべり粘土を伴う
構造条件	構造によらない（外力が大きすぎるため）
環境条件	降雨・地表水等の浸透（自重の増大） 降雨による地下水位の上昇（間隙水圧の上昇） 攻撃斜面での斜面下部侵食 斜面下部の貯水池水位の急激な低下 斜面への人為的作用（切取り、盛土等） 火山活動 地震

変状の特徴：

- ・大きな外力が作用し、大きな変位・変形が生じるため、水平方向・輪切り方向・斜め方向のひび割れが多数発生し、せん断ひび割れや圧ざも生じる。
- ・トンネル鉛直軸の回転
- ・軌道狂い（特に通り狂い（レールの左右方向のぶれ））

変状の事例： トンネル；飯田線、下川合・中部天竜間、大月トンネル（1936年竣工）

地形条件；天竜川と大千瀬川の合流する付近の攻撃斜面に位置する

地質条件；三波川変成帯の黒色片岩、緑色片岩
 片理の走向は天竜川に平行で傾斜は山側に受け盤で傾く（図 2.3.9）

構造条件；単線新中間型、場所打ちコンクリート（アーチの一部にコンクリートブロックあり）、インバートあり

変状状況；

- ・偏圧による断面変形
- ・トンネル全体の移動
- ・軌道中心の移動
- ・アーチ・側壁に多数のひび割れ（図 2.3.10）
- ・坑門の移動、及びひび割れ

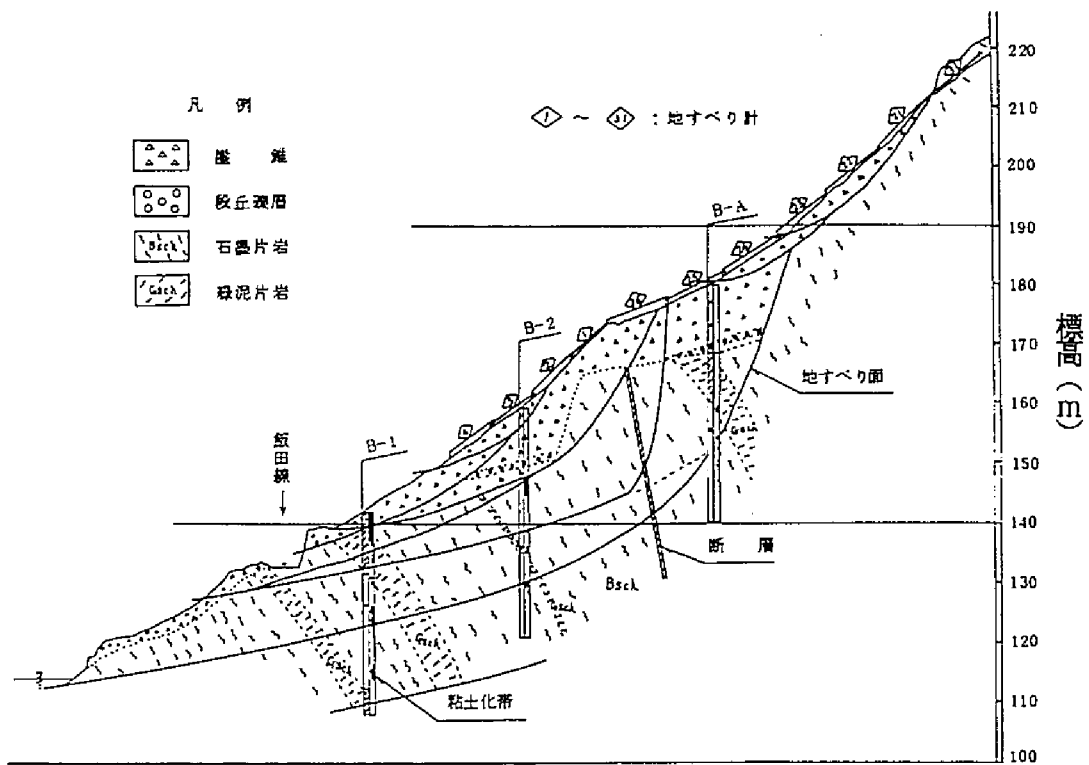


図 2.3.9 大月トンネル地質横断面図（トンネル入口付近）²⁾

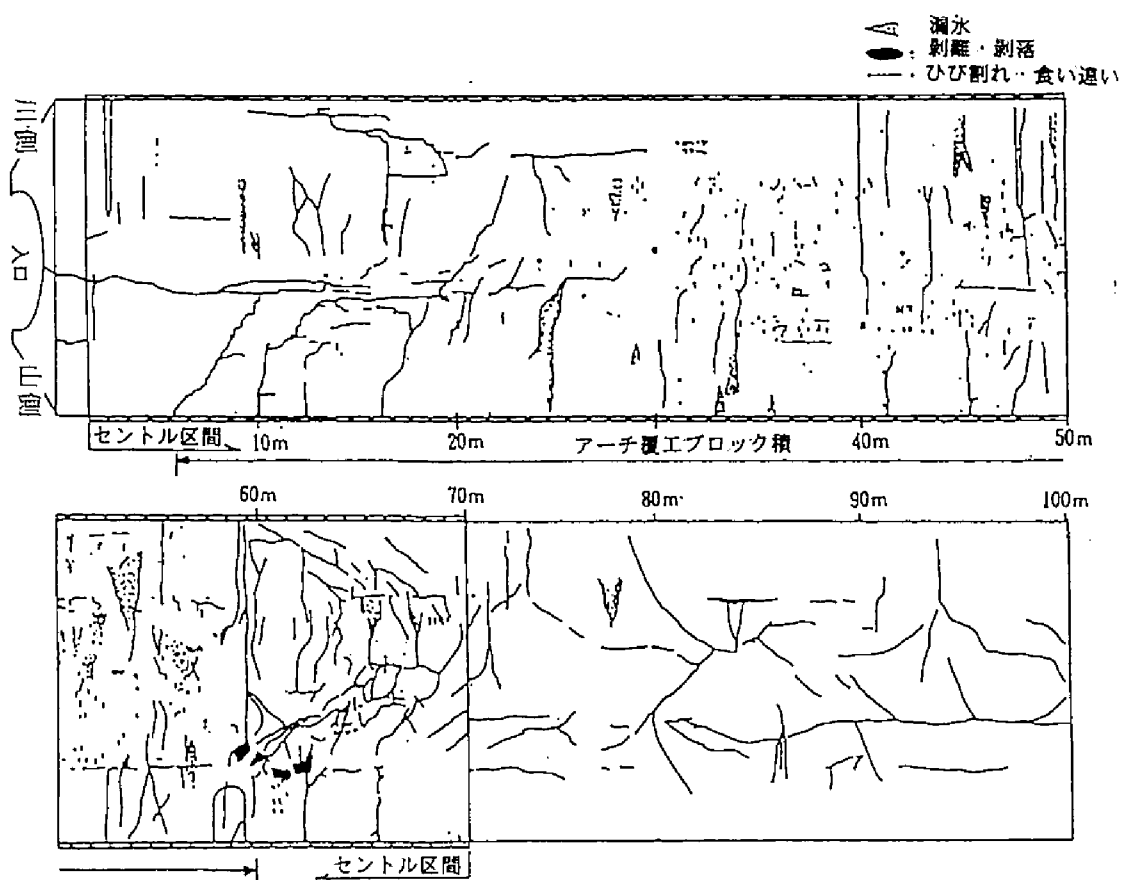


図 2.3.10 地すべりによる変状（大月T）²⁾

(4)地山の緩みに伴う鉛直圧の増大による変状

変状概要：トンネル掘削によって生じた周辺地山の緩みが経年により進行・拡大し、地山材料の自重、列車振動等によって起こされる現象で、鉛直荷重がアーチに上方より作用して生じる変状。軽度のものは、アーチ天端にひび割れが生じる程度で安定化するが、条件によっては、アーチ部覆工の崩落につながることもある。

変状要因：建設時に覆工背面に空隙が残っており、かつ低強度あるいは割れ目の多い緩みやすい地山の場合に生じる。（表 2.3.4）

表 2.3.4 地山の緩みに伴う鉛直圧の増大による変状の要因

地質条件	節理の発達した地山（風化による節理面の結合度の低下） 砂質の低固結・未固結地山（細粒シルト分の流出）
構造条件	覆工背面の空隙 覆工巻厚の不足 覆工強度不足 覆工の初生的ひび割れや劣化 煉瓦、ブロック積み覆工の目地材の劣化・流失

変状の特徴：

- ・アーチ天端のトンネル軸方向の引張りひび割れ
- ・（崩壊の前兆として）トンネル輪切り方向ひび割れ、放射状の斜めひび割れ
- ・（まれに）アーチ天端部の突発的崩壊

変状の事例 a)：トンネル；福塩線、下川辺・中畑間、大迫山トンネル（1947年竣工）

地質条件；古生代砂岩、一部に頁岩が挟在、開口節理あり

地形条件；当該位置での土被り約 30m、地表斜面に変状はない

構造条件；単線 2 号型、場所打ちコンクリート（側壁一部窓抜き）

建設時の頂設導坑が空洞として残存

資材不足時の建設のため、コンクリートは低強度で巻厚も 12～15cm と不足

変状状況；1984 年 2 月に、約 10m³の岩塊が崩落し、トンネル天端が 1.5m×1.25m の範囲で押し抜かれる（図 2.3.11）

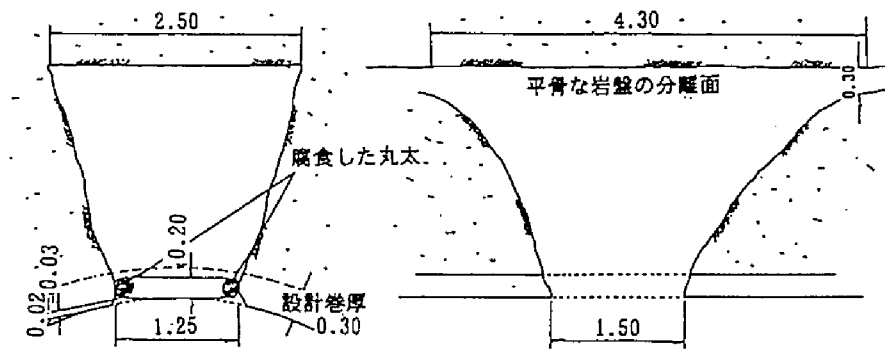


図 2.3.11 岩塊の崩落により生じた空洞（大迫山T）²⁾

変状の事例 b)：トンネル； 国道 127 号、君津市・富津市境、小山野トンネル
（1967 年竣工）⁵⁾

地質条件； 新第三紀砂混りシルト岩とシルト混り砂または砂
岩の互層地形条件； 土被り約 23m

構造条件； 2 車線（幅 8.5m、高さ 6.05m）
コンクリート造、設計巻厚 70cm

変状状況； 1990 年 2 月に、約 200m³の土砂がトンネル内に崩
落し、トンネル天端に長さ 6.6m×幅 5.5m×高さ
約 4m の空洞が生じた（図 2.3.12）

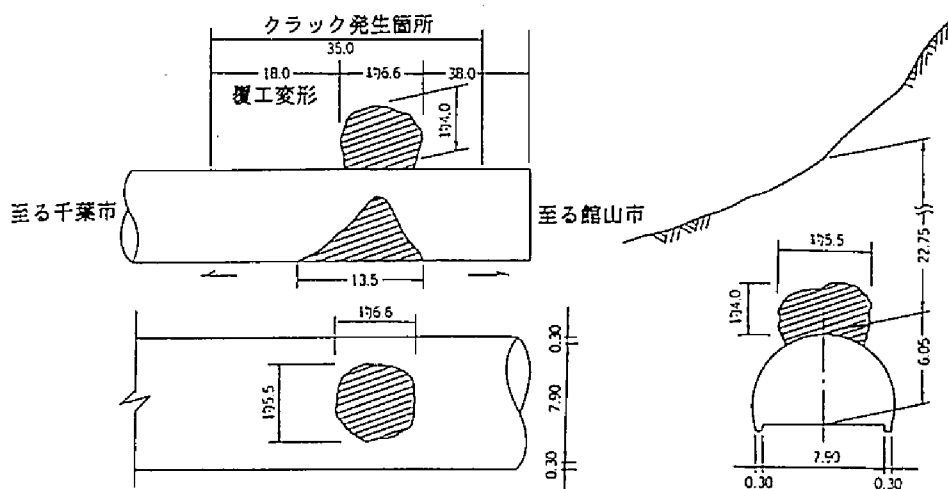


図 2.3.12 崩落状況図（小山野T）⁵⁾

(5)凍上圧による変状

変状概要：トンネル周辺地山中にレンズ状、あるいは霜柱状の氷が成長し、凍
上現象が生じることにより、覆工に圧力が作用するもので、明瞭な
季節変動が特徴である。

変状要因：凍上圧は、低い外気温と覆工背面の地山中の水分が外的要因となり、
未固結、低強度の地質条件の場合に生じやすい。（表 2.3.5）

表 2.3.5 凍上圧による変状の要因

地形条件	地形にはよらないが、外気温の影響を受ける坑口付近に多い
地質条件	新第三紀鮮新世～洪積世の堆積岩、ローム質の新期火山碎屑物 低強度の岩（一軸圧縮強度 50kg/cm ² 以下） 軽い地山材料（乾燥密度 1.5g/cm ³ 以下、飽和湿潤密度 2.0g/cm ³ 以下） 高い含水比（含水比 25%以上） シルト質岩（シルト分以下の含有量 20%以上）
構造条件	断面形状（単線断面、特に側壁直） 覆工背面の空隙の存在 巻厚不足 側壁締め部の施工不良
気象条件	寒冷地（積算寒度 300℃・day 以上）

変状の特徴：

- ・側壁の押出し（アーチとの目違い、アーチの変状は相対的に少ない）
- ・側壁にトンネル軸方向の引張りひび割れ
- ・アーチ天端に圧ざ（天端覆工背面に空隙のある場合）
- ・変状現象に明瞭な季節変動がある（外気温に対し、内空変位の縮小量及びひび割れ幅が逆比例する）（図 2.3.15 参照）

変状の事例：トンネル ；函館本線、蕨岱・黒松内間、新黒松内トンネル（1973 年竣工）

地形条件 ；台地状の地形、土被り 10～20m

地質条件 ；新第三紀鮮新世瀬棚層の泥岩、砂岩、礫岩（図 2.3.13）

構造条件 ；単線 1 号型、鉄筋コンクリート及び無筋コンクリート

巻厚 45～60cm、梁盤コンクリートあり

変状状況 ；

- ・天端部のトンネル軸方向ひび割れ（図 2.3.14 A）、及び S L 部の圧縮ひび割れ・剥離（同 B）
- ・側壁部の水平引張りひび割れ（同 C）、側壁押し出し（同 D）
- ・冬季間に水平内空変位の縮小（図 2.3.15 A）、引張りひび割れの開口（同 B）、逆に夏季間に水平内空変位の拡大（同 C）、引張りひび割れの閉口（同 D）

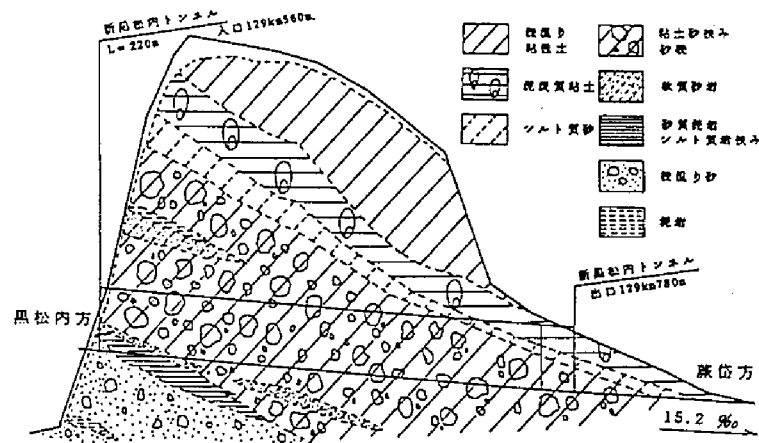


図 2.3.13 新黒松内トンネル地質縦断図 (たて／よこ=1/5) 6)

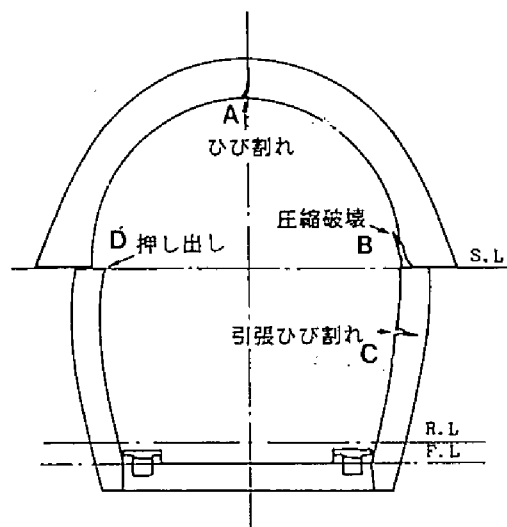


図 2.3.14 新黒松内トンネルの変状 6)

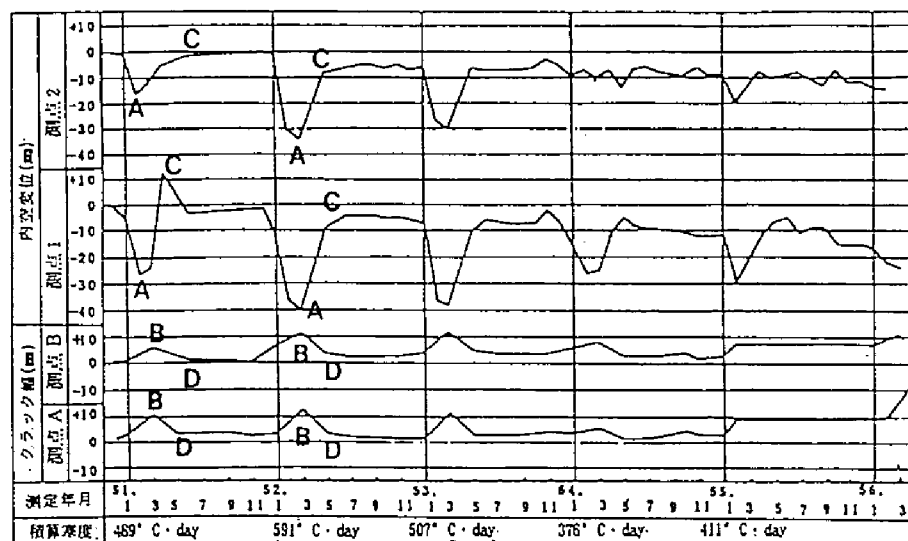


図 2.3.15 水平内空変位とひび割れ幅の季節変動 (新黒松内T) 6)

(6)地耐力不足による変状

変状概要：トンネル側壁脚部の地耐力が不足し、トンネルに不同沈下が生じるもので、トンネル坑口によく見られ、風化・変質を受けた地山や傾斜地形のトンネルにもしばしば生ずる。

変状要因：地耐力不足による変状は、覆工側壁脚部の地山の強度不足により生じるが、坑口付近などの傾斜地において、脚部支持力が均等でない場合に生じやすい。（表 2.3.6）

表 2.3.6 地耐力不足による変状の要因

地形条件	傾斜地形（特に坑口付近）
地質条件	風化・変質等により局部的に軟弱な地質
構造条件	坑口付近に多い（坑門部の重量が大であること） 側壁脚部の支持面積不足 側壁脚部の根入れ不足 排水不良

変状の特徴： ・（坑口付近）輪切り状ひび割れ、坑門の前傾
・輪切り状のひび割れ（上半施工時に生じた場合はアーチのみに、完成後に生じた場合は、側壁脚部よりひび割れが進展する）

変状の事例：トンネル；由利高原鉄道、羽後川辺・羽後矢島間、前杉山トンネル（1937年竣工）

地形条件；川に沿った傾斜地形（図 2.3.16 参照）

トンネル上部に県道があり、土被りはほとんどない

地質条件；基盤岩は黒褐色、茶褐色頁岩で、その上を風化変質した頁岩と粘土が覆う

構造条件；単線 2 号型、コンクリート造、抱き擁壁あり

変状状況；覆工施工継ぎ目のずれ、開口

アーチにトンネル軸方向ひび割れ（山側の外面のひび割れが内面よりも大）

トンネルの川側への傾斜変形

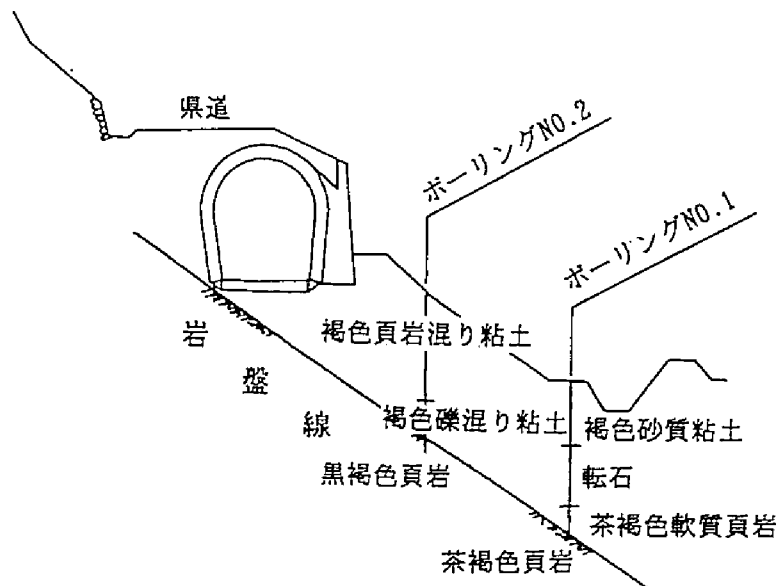


図 2.3.16 傾斜地形上のトンネル（前杉山 T）²⁾

(7) 地盤沈下による変状

変状概要：広域の地盤沈下による変状をいい、シラスや石灰岩地帯の自然現象としての地下空洞の形成に起因する場合と、鉱山の採掘や新設トンネルの下部近接交差等の人為的行為に起因する場合がある。

変状要因：広域の地盤沈下は、鉱山の採掘などにより生じる。また、ある程度限定された沈下は、シラスや石灰岩地域の空洞の生成あるいは近接トンネル交差により生じる。（表 2.3.7）

表 2.3.7 地盤沈下による変状の要因

地質条件	シラス（地下水流による地層の流失に伴う地下空洞の存在） 石灰岩地帯（ " " ）
地形条件	鉱山地帯（坑道採掘による地下空洞の生成とその崩壊）
構造条件	構造上の何らかの欠陥、あるいは既変状が沈下により助長される
近接施工	トンネル直下の近接トンネル交差

変状の特徴：・大きく広い範囲で不同沈下するためトンネル軸方向に曲げが生じ、輪切り状のひび割れが卓越する

- ・定常的な軌道狂い
- ・トンネル外の道路・建物等の構造物にも被害が生じる

変状の事例：トンネル；鹿児島本線、木場茶屋・串木野間、芹ヶ野トンネル（1967年竣工）

地形条件；最大土被り 40m、平均 20m
トンネル下部に串木野鉱山の坑道が存在

地質条件；新第三紀中新世の安山岩、安山岩質凝灰岩（一部変質）

構造条件；複線（交流電化）型、コンクリート造（巻厚 45～

75cm)

一部インバートあり

変状状況 ; ・施工基面及び天端部が全体的に沈下（最大34mm）（図 2.3.17）

・トンネル輪切り状のひび割れ（図 2.3.18 A）、または斜めに横切るひび割れ（同 B）が顕著で部分的に剥落

・沈下による明かり部の線路側溝や土留め壁のひび割れ、周辺家屋の変状が広範囲に見られる

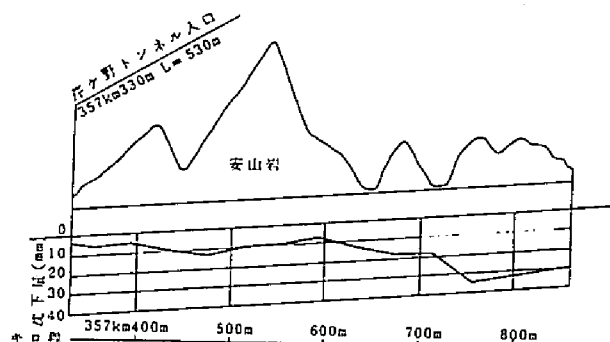


図 2.3.17 芹ヶ野トンネル縦断および沈下図 2)

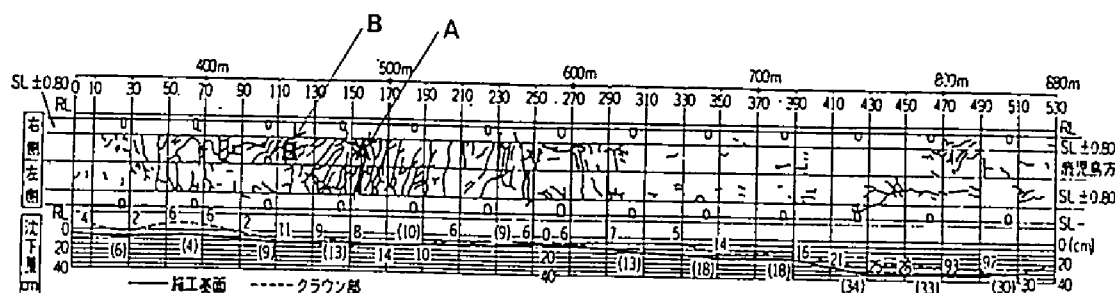


図 2.3.18 変状展開図と沈下量（芹ヶ野 T） 2)

2.3.2 短期的地山挙動によるトンネルの変状

前項では、トンネルの完成後に時間経過とともに徐々にトンネルに地圧作用し、変状に至るケースについて述べた。この場合、変状は時間経過とともに緩慢に進行することが特徴といえる。

本項では、短期的な（場合によっては動的な）外力の作用による変状の事例について整理する。短期的な地山挙動による変状の要因としては、地震、集中豪雨等による水圧の作用、近接施工等が挙げられる。なお、地震によるトンネル変状については、2.5 節でさらに詳述する。

(1) 地震による変状

変状概要：トンネルは耐震性に富む構造物であるが、条件によっては（2.5 節で詳述）変状が生じる。主には、1) 坑口部の斜面災害によるもらい災害、2) 地質不良箇所、構造欠陥箇所の覆工ひび割れ・剥離・剥落、

断面変形、3)地震断層のずれに伴う変状、に代表される。

変状要因：地震による変状は、地震規模が大きく震源断層に近く、断層破砕帯等の不良地質個所で生じる。この場合、トンネル構造も大きな要因となる。坑口付近の斜面が不安定な場合には、斜面災害により変状が生じる。また、まれに地震断層のずれによりトンネルが変状することもある。

表 2.3.8 地震による変状の発生要因

地形条件	浅い土被り 坑口部の不安定斜面 土石流災害の可能性のある溪流
地質条件	浅い土被り；未固結・低固結の地層 深い土被り；地震断層 断層破砕帯 その他不良地質（膨圧、未固結・低固結・強風化・変質帯）
地震	地震エネルギーが大 トンネルが震源に近い
構造条件	覆工巻厚不足 覆工背面空洞 覆工打ち継ぎ部の施工不良 断面形状（円形が有利、縦長は不利） インバートなし

変状の特徴：坑口部 ； ・斜面災害による坑口崩壊
 ・坑門・面壁のひび割れ(アーチ肩部)
浅い土被り； ・アーチ肩部のトンネル軸方向ひび割れ
 ・崩壊
地震断層部； ・トンネル軸の偏移・ずれ
不良地質部； ・トンネル側壁の押出し
 ・アーチ、側壁のせん断ひび割れ、引張りひび割れ、圧ざ

変状の事例；〔省略〕（2.5節で詳述）

(2)水圧の作用による変状

変状概要：浅い土被りで地表と覆工の間に水みちが通じている場合、集中豪雨時等に一時的に覆工背面の水圧が上昇し、トンネル覆工に荷重として作用して変状させたり、あるいは、ひび割れや打ち継ぎ目部から漏水が噴出したりすることがある。

変状要因：トンネルに一時的な水圧が作用するのは、浅い土被りの場合で、集中豪雨があった場合で、トンネルの排水工が不十分な場合には変状が生じる。（表 2.3.9）

表 2.3.9 水圧の作用による変状の発生要因

地形条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 浅い土被り ・ 谷地形に平行な路線 ・ トンネル上部に集水地形 ・ 新設のダムや貯水池の湛水
地質条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 割れ目の卓越した不連続性岩盤 ・ 水みちとなる断層破碎帯
構造条件	<ul style="list-style-type: none"> ・ 排水工不良 ・ 導水工不足 ・ 何らかの構造欠陥（巻厚不足、背面空隙、側壁直等） ・ 覆工の材料劣化 ・ 打ち継ぎ目部の施工不良

変状の特徴： ・ 覆工に水圧が作用するため、弱点部（巻厚の薄い箇所、覆工材の劣化している箇所等）から水が噴出する
 ・ 水圧上昇が急激な場合には、アーチ・側壁の覆工にひび割れが生じ、天端が圧ざすることもある。

変状の事例： トンネル；三陸鉄道北リアス線（旧宮古線）一ノ渡・佐羽間、一ノ渡トンネル

地形条件；地表の谷部の川より鉛直－7～16m、水平 34～66m の離隔

土被りは 28～36m、（図 2.3.19 参照）

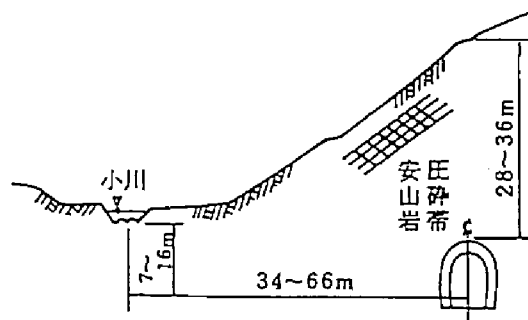


図 2.3.19 川とトンネルの位置関係²⁾

地質条件；破碎質な安山岩

構造条件；単線 1 号、コンクリート造、インバートなし、一部巻厚不足、以前より天端の圧ざ・ひび割れあり、漏水に伴う酸化鉄・遊離石灰あり

変状状況； ・ 豪雨により漏水が増加し、300m 区間にわたって覆工アーチ部のひび割れ（図 2.3.20、図 2.3.21 の A）、天端の圧ざ・剥落（同 B）、盤膨れ（約 3cm）

が発生

- ・断面変形（水平方向に 10cm 縮小、縦長に変形）

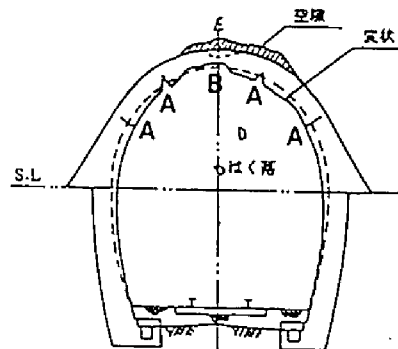


図 2.3.20 変状模式図 2)

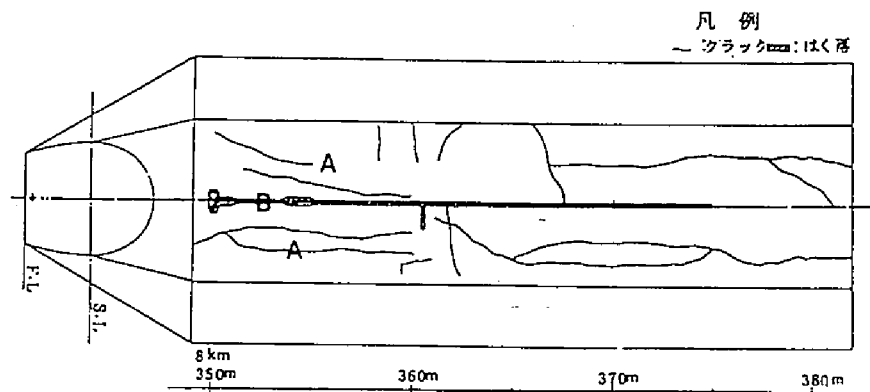


図 2.3.21 変状展開図 2)

(3)近接施工による変状

変状概要 : 既設のトンネルに非常に接近した、あるいは大規模な工事が行われ、工事によって生じる地盤変位の影響により、トンネルに変状が生じることがある。盛土や構造物基礎によって、通常、トンネルは押されるように変位・変形し、逆に切取りによってトンネルは引張られるように変位・変形する。

変状要因 : 近接施工により既設トンネルに変状が生じるのは、近接工事の規模が大きく、近い場合で、覆工に既に変状のある場合や地質が軟質な場合は影響が大きい。（表 2.3.10）

表 2.3.10 近接施工による変状の発生要因

離隔条件	離隔が小さいほど影響は大
地質条件	軟質な地山ほど影響は大
構造条件	既応力状態・既変状と近接工事による変形モードの關係に依存する既変状、構造欠陥（特に背面空隙）があると影響大

変状の特徴 : 上部盛土の場合 ; ・覆工アーチ部にひび割れ
 ・トンネルの沈下
 ・トンネルが押しつぶされるモードで変形
 上部切り土の場合 ; ・トンネルの浮き上がり
 ・トンネルが縦長に変形

変状の事例 : トンネル ; 愛知環状鉄道、山口・八草間、八草トンネル (1978年竣工)

地形条件 ; 元の土被り約 30m

切取り量は、約 10m (図 2.3.22 参照)

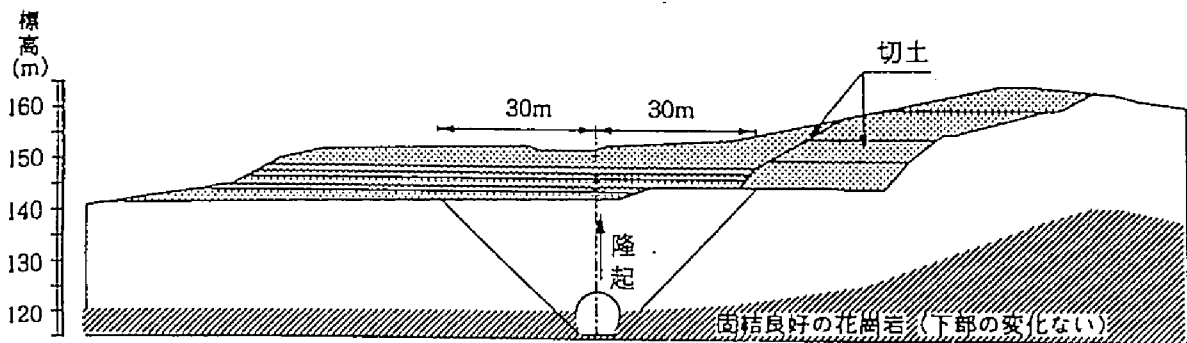


図 2.3.22 トンネルと原地形及び切取りの位置関係

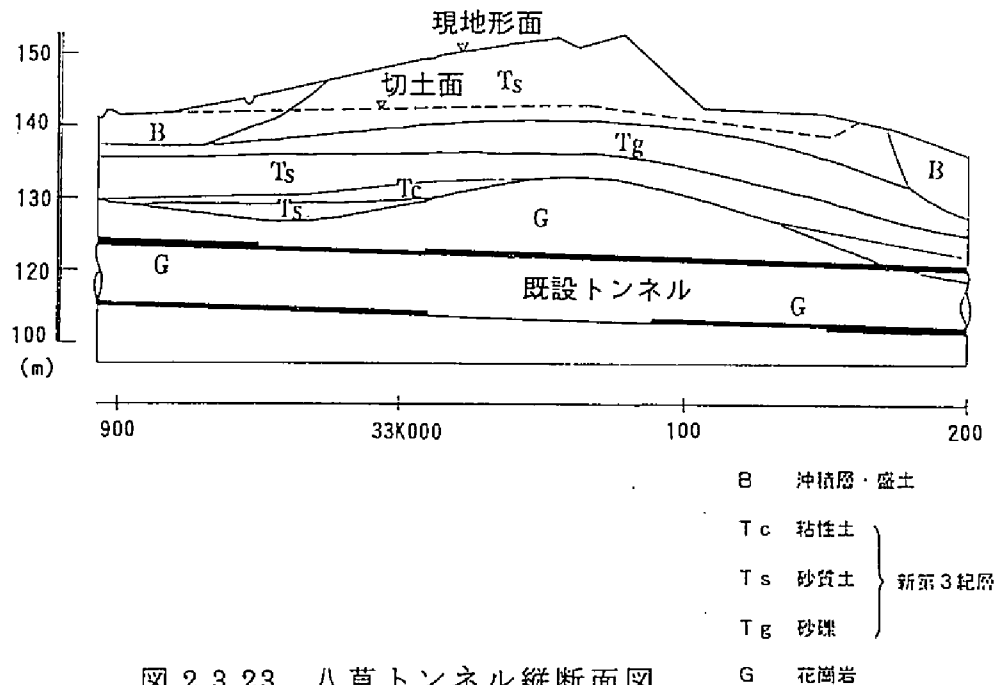


図 2.3.23 八草トンネル縦断面図

地質条件 ; トンネル位置 - 風化花崗岩 (一部マサ化)

上部地山 - 新第三紀瀬戸層群シルト、砂礫、砂 (一部陶土)

構造条件 ; 複線直流電化断面 (単線利用)

逆巻きコンクリート覆工

アーチ背面のモルタル注入は、建設時に施工済み

既変状あり（アーチに斜めひび割れ、最大開口 7mm）

変状状況；トンネルが縦長に変形（2mm）

既往ひび割れが開口・延伸

2.4 覆工材料の劣化によるトンネル変状

前項まで、地圧の作用による変状について、外的要因により分類・整理して示した。トンネルの変状は、主に地山条件に起因する外的要因と、覆工構造による内的要因によって生じる。従って、ここでは、トンネルの構造体としての覆工の劣化について、その劣化要因を簡単に考察する。

覆工の劣化要因としては、以下のような項目が挙げられる。

- ①経年
- ②漏水
- ③有害水
- ④凍害
- ⑤塩害
- ⑥煙害
- ⑦アルカリ骨材反応
- ⑧材質不良

以上の各要因について、簡単にその化学的劣化メカニズムについて述べる。

(1)経年

トンネル覆工が長い間の使用により風化している現象で、その原因が特定できないものを総称し、「経年」として扱う。したがって、経年による材料劣化は、種々の劣化要因が複合して作用した結果といえるが、主として空気中に含まれる種々の塩類の溶解作用、温度変化による組成物の膨張・収縮による劣化現象といえる。

コンクリート覆工においては、表面から内部に向かって大気中の炭酸ガス(CO_2)（大気中には 0.03% 含まれる）が、コンクリート中の強アルカリ性生成物である水酸化カルシウム ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) (pH12~13) と反応して、炭酸カルシウム (CaCO_3) (pH8.5~10) を生成し、アルカリ性を失い中性化する。この中性化深さを測定することにより、コンクリートの状態を推定することができる。

なお、コンクリートの中性化は、コンクリート中の鋼材を発錆させることがあるが、トンネルでは無筋コンクリート覆工が主体であるため、問題となることは少ないと考えてよい。

温度変化による覆工材の構成物質の膨張・収縮による劣化は、建設時期が明治～大正年代のものが大半である煉瓦や石積み覆工に認められる場合がある。例えば、花崗岩や粗粒砂岩のように、種々の鉱物からなり、構成鉱物粒子が大きい石

材は、異なった鉱物間の熱膨張係数に差があるため、長年の温度変化の繰り返しにより鉱物間の結合力が低下し、材料劣化しやすい。

(2)漏水

トンネル建設時の湧水は、覆工背面において水抜き孔や竖下水によって集水されるのが原則であり、これ以外の部分から集中的に湧水したり、不規則に覆工表面を濡らす水を漏水という。

漏水の発生率は非常に高く、昭和54年の国鉄による実態調査では、トンネル総延長の内71%の延長にわたって漏水が生じていた⁵⁾。

目地モルタルやコンクリートに漏水が浸透すると、水酸化カルシウムが水に溶解し、空気中の炭酸ガスと反応して中性化を起こす。水酸化カルシウムは、コンクリート中で結合材として重要な役割を果たしているため、水による溶解流出によりモルタルやコンクリートは劣化する。

また、煉瓦覆工に漏水が発生すると、煉瓦中にある可溶性塩類が浸透水により溶出し、表面に白色の結晶を生じることがある。これは、エフロレッセンス(Efflorescence)と呼ばれ、煉瓦を劣化させる原因となる。

なお、漏水は寒冷地において凍害の原因となる。

(3)有害水

地山中の湧水に、次のような有害物質が含まれているとpHが低下し、酸性となるため、覆工が劣化することがある。

- ①植物の炭酸同化作用や、バクテリアによる生物体の分解によって発生した炭酸ガスが水の中に溶存したままになっている地下水
- ②植物の遺骸などの不完全な分解によって生じる腐食酸を含む水
- ③火山地帯に見られる強酸性の温泉水や鉱床を伝って湧出する地下水

一般に、漏水のpHが4~5以下になると、漏水が浸透する範囲のコンクリートや目地モルタルの劣化が進行し、強度低下を起こす、と言われている。特に、③に起因した材料劣化については、温泉地帯や鉱床地帯中にあるトンネルで発生可能性がある。また、このような有害水による劣化は、覆工背面から進行することが多いことも特徴である。

(4)凍害

トンネルにおける凍害は、1)背面地山の凍上現象、2)つらら・側氷、3)覆工材そのものの凍害、に区分されるが、ここでは、3)のコンクリートや煉瓦等の覆工材料そのものの凍害について述べる。

凍害は、寒冷地のトンネルでは、覆工の劣化要因の中で最も問題となることの多い要因である。凍害の発生機構は、コンクリートにおいては概略以下のように考えられる。

コンクリートに吸水された水を自由に膨張できる条件で凍結させると、9%の体積膨張を生ずる。コンクリート内部にある空隙よりも水の自由膨張量が大きい場合、コンクリートの引張強度よりも膨張圧が大きくなると、ひび割れが生じる。また、コンクリート表面より毛管現象によりひび割れ内に浸入した水についても同様のことが考えられる。なお、-2℃程度の凍結の繰り返しでは、コンクリート

に劣化は生じず、 -5°C を下回ると著しい凍害が生じる、との実験結果⁹⁾も報告されている。

凍害によるコンクリートのひび割れの特徴は、セメント硬化体の膨張により亀甲状に発生することである。発生初期は微小なひび割れであっても、これに伴い内部への水の浸入

が容易になり、凍結融解を繰り返し受けることにより、ひび割れが拡大し、進行すれば表層の剥離に至る。

一方、煉瓦やコンクリートブロック等を使用した覆工は、特に目地モルタルの材質不良の場合には、目地に浸透した水分が凍結融解を繰り返し、かなり深くまで目地を劣化させることになる。この場合、目地切れや煉瓦等の緩み、さらには剥離といった変状が発生しやすい。

煉瓦は、コンクリートに比較して、一般に吸水率が大きいため、凍害を受けやすい材質である。また、石材の場合、軟質で、多孔質な凝灰岩や砂岩等は、コンクリートと同様なメカニズムで凍害を受けるものと考えられる。

(5)塩害

塩害には、海より大気中を飛来してくる海塩粒子による外的塩害と、除塩不足の海砂の使用や塩化カルシウム系混和剤の不適切な使用による内的塩害がある。また、海底トンネル等においては、海水の漏水によるものもある。

海水中に溶存している主なイオンとしては、塩素イオン (Cl^-)、硫酸イオン (SO_4^{2-})、ナトリウムイオン (Na^+)、カリウムイオン (K^+)、カルシウムイオン (Ca^{2+})、マグネシウムイオン (Mg^{2+}) などがある。

このうち、特に塩素イオンとナトリウムイオンの濃度は高いため、海水が直接作用する場合以外に海砂等から間接的に供給される場合には、セメント水和物と反応して劣化生成物を生成したり、鋼材を著しく腐食させたり、アルカリ骨材反応を起こしたりして、コンクリートの耐久性を低下させる。また、海水が直接作用する箇所では、硫酸イオンやマグネシウムイオンも十分に供給されるため、同様にセメント水和物と反応して生成物を生じ、コンクリートを劣化させる原因となることがある。コンクリート構造物の塩害を大別すると、コンクリート自身の劣化と、コンクリート中の鋼材の腐食に大別できる。

①コンクリート自身の劣化；海水中の塩素イオンは、セメント水和物である水酸化カルシウムと反応して、塩化カルシウム (CaCl_2) やカルシウム・クロロアルミネート ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{CaCl}_2 \cdot 10\text{H}_2\text{O}$) を生成し、コンクリートを多孔質化させたり、膨張させたりして、表面の剥離、ひび割れ発生などの原因となることがある。

また、海水中の硫酸イオンも同様に水酸化カルシウムと反応し、石膏 ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) やエトリンガイト ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$) を生成してひび割れ発生等の原因となる。

②コンクリート中の鋼材腐食；海水中に存在する Cl^- や SO_4^{2-} は、鋼材表面にある不動態皮膜を破壊し、鋼材表面に錆層を形成する。生成された錆の体積は、鉄の2.5倍、場合によっては6～7倍となる。そのため、かぶりコンクリートに鋼材

に沿ったひび割れが発生し、コンクリートの浮き、錆汁等の変状が現れ、場合によっては剥落の原因となる。

(6)煙害

煙害は、SL（蒸気機関車）やDL（ディーゼル機関車）の排煙や煤の付着により覆工の材質劣化を生ずるものである。

SLやDLの排気ガスの中には、窒素酸化物（ NO_x ）や亜硫酸ガス（ SO_2 ）等が含まれる。これらは漏水により溶解され、硝酸や硫酸を生成して強い酸性水となり、コンクリートや目地モルタルを劣化させる。

煙害が発生しやすい条件として、以下のようなケースが挙げられる。

- ①長大トンネルで、煙が坑外に抜けにくい
- ②SLの運行回数が多かった
- ③縦断勾配がきつく、重連運行がなされていた
- ④単線トンネル

現在は、SLの運行はほとんど行われていないが、運行当時より覆工に付着している煤煙が取り除かれていないトンネルも多い。煤煙が今後材料劣化を急激に進行させることはないと考えられるが、覆工表面がすでに劣化し、剥離・剥落の原因となっている場合があると考えられる。

(7)アルカリ骨材反応⁷⁾

アルカリ骨材反応は、アルカリ・シリカ反応、アルカリ・シリケート反応、アルカリ炭酸塩反応の3つに分類されている。日本では、アルカリ・シリカ反応の事例が最も多いため、一般にこれをアルカリ骨材反応と言っている。

アルカリ・シリカ反応は、骨材に含まれる反応性のシリカ鉱物と、主としてセメントなどから供給される水酸化アルカリが水の存在のもとに反応してアルカリ・シリカゲルを生成し、ゲルの吸水による膨張圧によりコンクリートを劣化させる現象である。

ひび割れは進行性があり、無筋構造物またはRC構造物でも鉄筋による拘束の影響が少ないものでは亀甲状のひび割れ、RC構造物では、鉄筋に沿ったひび割れを生ずる特徴がある。また、ひび割れからゲルの浸出を伴うことが多く、拘束力が作用していないところでは、ひび割れ幅が大きくなる傾向がある。

アルカリ・シリカ反応を起こす骨材中の反応成分として、オパール・クリストバライト・トリディマイト・火山ガラス・玉髄・潜晶質石英などがあり、安山岩・凝灰岩・チャート・粘板岩・砂岩などの岩石のうち、これらの成分を多く含むものは反応性が高くなる。ただし、トンネル覆工では、一部地域の坑口付近に発生しているのみで、あまり事例はない。

(8)材質不良

覆工の品質は、土木工事標準示方書（昭和32年制定）⁸⁾に基づき、材料の選定や施工管理が十分なされていれば問題となることはないが、示方書が制定される以前の煉瓦、コンクリートブロック、場所打ちコンクリートには材質不良のものがある。特に昭和10年代から昭和30年頃までに建設されたトンネルは良質な材料の入手が困難であったため、覆工材料が劣化しているものが多い。

場所打ちコンクリート覆工は、打設両面（地山側と内空側）の拘束力や温度変化に違いがあるため、ひび割れの発生しやすい構造物である。NATMにより施工されたトンネルは、初期のものを除き、ひび割れ対策として防水シートによる一次覆工との縁切りによりその防止が図られている。この他、鉄筋の組立不良や、コンクリートの打込み不良、打ち継ぎ目の施工不良等がコンクリートの品質を低下させ、構造物の変状の要因となっている。

2.5 山岳トンネルの地震被害事例

2.5.1 過去のトンネルの地震被害

吉川⁹⁾による鉄道トンネルの震災事例調査結果に、その後の地震被害事例¹⁰⁾を追加して、過去の震災によるトンネル被災事例を整理分析する。(表 2.5.1)

表 2.5.1 過去の地震によるトンネルの被害 (文献¹⁰⁾を日本語に直した)

地震名	発生年	マグニチュード	震源		影響を受けた地域 (震度)	トンネル被害
			位置	深さ (km)		
関東	1923	7.9	相模湾	浅所	神奈川と東京 (6)	東海道(現御殿場線を含む)、横浜、中央、総武、房総、久留里、横須賀の各線約 150 のトンネルに被害、崩壊も多数
北丹後	1927	7.3	京都府宮津から西北西 7km	浅所	丹後半島の境 (6)	宮津線の2トンネルに軽被害
北伊豆	1930	7.3	静岡県熱海から 7km 西方	浅所	伊豆半島北部 (6)	工事中の丹那トンネルが丹那断層のずれにより変位、作業員の生き埋めを含む被害
福井	1948	7.1	福井市から 12km 北	浅所	福井平野 (6)	北陸、三国の両線の2トンネルに大きな被害
十勝沖	1952	8.2	太平洋 襟裳岬沖から東南東 73km	浅所	北海道南部 (6~5)	根室、網走、広尾、樺津、函館の各線に被害、しかし程度は軽い
北美濃	1961	7	福井県と岐阜県の県境	浅所	県境付近 (4)	2、3の水路トンネルにひび割れ
新潟	1964	7.5	日本海 新潟市から 50km 北北東	40	新潟市 (5~6)	信越、羽越、米坂の各線約30トンネルに被害、坑門の変形も発生しているが、多くは軽被害
十勝沖	1968	7.9	太平洋沖襟裳岬沖から南南東 140km	浅所	青森県 (5)	北海道の23のトンネルに軽被害
伊豆大島近海	1978	7	静岡県伊豆大島付近の海底と稲取	浅所	南東部の伊豆半島 (5~6)	伊豆急線の稲取トンネルが稲取断層のずれにより変位、この近くのトンネルにかなりの被害
宮城県沖	1978	7.4	太平洋、宮城県仙台市から東 112km	40	仙台市とその付近 (5)	工事中の東北新幹線、東北、陸羽東、磐越東の各線のトンネルに軽被害
浦河沖	1982	7.1	太平洋、北海道 浦河から 18km 南西	40	浦河町と静内町 (4~5)	日高線の6トンネルに軽被害
日本海中部	1983	7.7	日本海、秋田県能代市から 90km 西	14	能代市と男鹿市、秋田 (5)	五能、松前、東北の8トンネルに軽被害
長野県西部	1984	6.8	長野県御岳山から 9km 南東	2	御嶽村、長野 (4~5)	導水路トンネルにひび割れが発生
千葉県東方沖	1987	6.7	太平洋、千葉県一ノ宮町から 8km 東	58	千葉県 (5)	鉄道トンネルに被害なし(変状トンネルに側壁の押し出しあり)
能登半島沖	1993	6.6	日本海、石川県珠洲市から北 24km	25	珠洲市 (5)	鉄道トンネルに被害なし(道路トンネルに天端崩壊あり)
北海道南西沖	1993	7.8	日本海、北海道寿都から 86km 西	34	奥尻島と北海道西部 (4~5)	鉄道トンネルに被害なし(道路トンネルに被害あり)

震災事例を整理すると、当然のことながら、被害は震源の近傍で著しく、その程度もまた大きい。そして、地震エネルギーの大きい地震ほど被害は広域に及んでいる。

また、大きな被害は地すべり、斜面崩壊、落石、土石流などの斜面災害に付随して生じている事例が多い。坑門の崩壊、改築を要するような大変形を生じたトンネルは関東地震で、震源から 20km の範囲に限られ、16 を数える。この他、福井地震で震源から 5km 以内に 1 例、伊豆大島近海地震で震源から 5km 以内に 2 例ある。

地すべりによるものには、関東地震による南無谷トンネル(内房線)の被害がある。

斜面災害とともに地震断層のずれによっても、大きな被害を生じている。ただし、数は少なく、北伊豆地震による丹那活断層のずれに伴う丹那トンネル(東海道本線)と伊豆大島近海地震による稲取活断層のずれに伴う稲取トンネル(伊豆急線)、及び長野県西部地震による水路トンネルの3例のみである。

丹那トンネルは、地震時は工事中であったが、断層位置にあった西工区の調査坑切羽面が約2m水平移動し、先端部は地中に引きずり込まれてしまった。この断層面が震源であったため、覆工準備作業個所で崩壊を生じ、生埋めによる死亡事故の発生をはじめ、副断層のずれによる既成部の覆工の破断、食い違いのような大きな被害を生じた。

稲取トンネルでは、トンネルのほぼ中央部を交差する断層がずれ、両側に大きな相対変位を生ずるとともに、盤ぶくれ、断面の変形、側壁コンクリートの押し抜きや崩落などの大被害を生じた。しかし、断層を含む近傍の区間は温泉余土化していたためインバート付きの特殊断面となっており、変形は生じたが崩壊には至らなかった。

大被害には、上記の他、土被りの小さい区間での覆工の崩落、地表に至る高抜けがある。履歴をたどってみると、工事中に崩落事故や既変状があったものが多い。

地震動そのものに起因する被害としては、打ち継ぎ目部の相互の衝撃による覆工の欠落、せん断クラックの発生、防水工として施工した薄い吹き付けモルタルの剥落などあるが、程度としては、軽微なものである。地下深部で、覆工に欠陥の無い部分においては、震源の近傍でも、この程度の被害すら生じていない区間もある。

上述したように、大きな被害は斜面災害や地震断層に随伴して生じた事例、トンネル及び周辺の地山に欠陥があった事例が多い。吉川は、この点に注目し、上記の事象を「特殊条件」と総称して、考察している。

「特殊条件」にあたる事象としては、次のようなものが挙げられている。

- ①トンネルの貫く地山が斜面の滑動、崩壊、地震断層のずれにより変位を生じた。
- ②トンネルが地震の際、斜面災害を生ずるに至っていないが、若干のクリープを生ずるような不安定な斜面下にある。
- ③偏圧や膨圧による変状をすでに生じていた。
- ④無巻きや、ごく薄い覆工しかされてなかった。
- ⑤施工途上にあった。
- ⑥施工不良、凍害などにより、覆工の強度が劣化していた。
- ⑦工事中、地山の流出、崩壊を生じた履歴があつて工中に地山がゆるんでいた。

このような場合や状態が介在している事例に、改築や補強工事を施工しなければ再使用出来ないような重度の被害が多く発生している。

次に、地震規模、震源からの距離と被害について検討を加える。

まず、関東地震では、40～50km の間に特殊条件の介在した大被害が1件あるが、これを除くと大・中被害(全体被害の97%)は30km以内に限られ、特殊条件の介在しない大・中被害は1件を除いた残り(87%)は20kmに限られる。伊豆大島近海地震では、10km以遠には被害がなく、特殊条件の介在しない被害は5km以内に小被害があるのみで、大・中被害はすべて特殊条件が介在し10km以内に限られる。

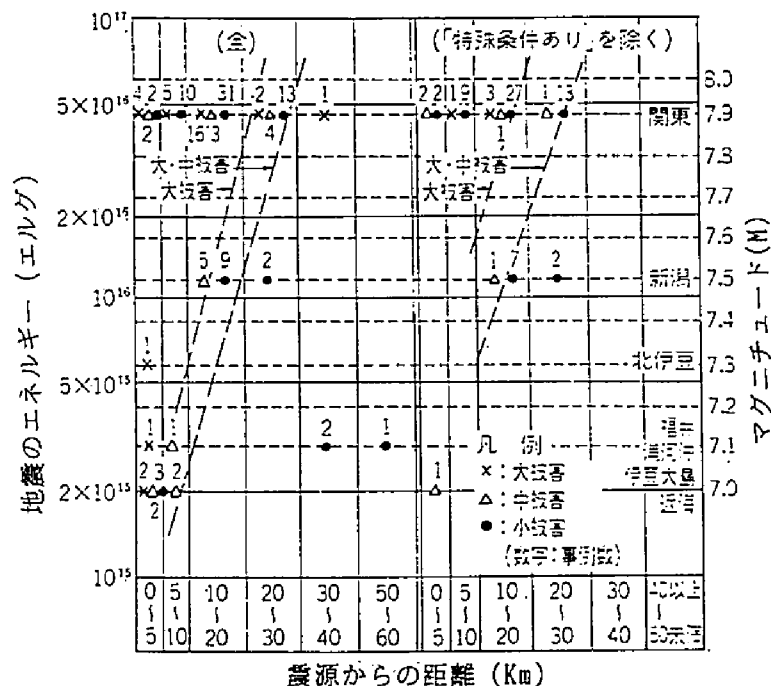


図 2.5.1 地震規模・震源からの離れと地震被害¹⁰⁾

図 2.5.1 は、これら以外の地震の被害も加えて地震の規模(マグニチュード)、震源からの距離と被害の関連を示したものである。マグニチュードは地震により放出されるエネルギー量に対数であらわしたもので、エネルギーの量E(エルグ)はマグニチュードをMとすると、グーテンベルグ=リヒターの式(1)で算出できる。

$$\log E = 11.8 + 1.5M \quad (1)$$

日本海中部地震はマグニチュード 7.7 のかなり大きな地震であるが、陸地からかなり離れた海底で発生し、余震域を震源域とすると最接近点でもトンネルとの間隔は 50km で、50～90km 離れているトンネルに、既往のクラックの進行、防水吹き付けの剥落、防護セントル工のくさびの弛み等のごく軽微な被害を生じているに過ぎない。

2.5.2 1995 年兵庫県南部地震によるトンネルの被害^{11),12)}

(1)1995 年兵庫県南部地震の概要

1995 年 1 月 17 日 5 時 46 分に発生した兵庫県南部地震は北緯 34 度 36 分、東経 135 度 00 分の深さ約 20km を震源とするマグニチュード 7.2 の地震であり、神戸

市とその周辺に甚大な被害をもたらした。これまでの新聞発表等により明らかとなっている主な被害の概略を示せば以下のとおりである。

まず、鉄道では、新幹線の橋桁が9カ所落下し、JR在来線の線路の変形、橋桁のずれ、駅ホームの崩壊が生じた。さらに、私鉄においては高架橋や、地下駅の崩壊が発生した。

道路では、橋桁の落下、橋脚の崩壊、路面の陥没などが多数生じた。

このほかに、送電線の断線や送電所の故障による100万戸余りの停電、834,000戸でのガスの使用不能、配水管の破損（約2000カ所）による断水等、この地震によってライフラインに甚大な被害がもたらされた。さらに、倒壊家屋数は全壊が約84,000戸、半壊が約75,000戸におよび、火災による焼失面積は670,000m²を越え、これまでにおよそ6,300人の尊い命が失われた。

このような未曾有の被害に対して、関係者の献身的な努力により復旧活動は確実に進み、電気は約1週間後に復旧完了し、ガスは2週間後に1割回復し、約3ヶ月で完全復旧となった。

鉄道では、JR在来線東海道本線住吉～灘間が平成7年3月末に復旧工事が完成、4月1日に全線運転再開した。また、新幹線で不通となっていた新大阪～姫路間は4月8日に運転再開したほか、阪急神戸線は6月26日に全線運転再開、阪神本線は6月12日に全線運転再開している。なお、崩壊した神戸高速鉄道の大開駅は地震からちょうど一年目の平成8年1月17日に使用を再開した。

このような地上部の壊滅的な被害と比較して、地下構造物は、神戸高速鉄道大開駅¹³⁾において中柱の圧壊による崩壊が生じたほかは、壊滅的なものはなく、これまで言われてきたように、耐震性に優れることを示したと言えよう。

以下に、地震直後の土木学会阪神大震災現地調査団の一員として行った調査結果を示す。

(2)1995年兵庫県南部地震による山岳トンネル被害

兵庫県南部地震の被災地域内には100を超える山岳工法により施工されたトンネルがあり、これまでの調査によれば、このうち、軽微なものも含めて20余本のトンネルが地震の影響を受け、補強・補修を要するような被害を受けたトンネルは、10本程度であった。この数字は関東地震の際に被災地域内にあった百数十本の鉄道トンネルの8割以上が何らかの被害を受けた事例に較べてかなり少ない数であり、微細なクラック、剥落等で被害として報告されていない例も多いと考えられるが、全体的に地上部の甚大な被害に比較して軽微であったと言えるであろう。そして、トンネル内の被害位置は、建設時に集中湧水や断層粘土の存在のため難工事を強いられた断層や破砕帯の区間が多かったことがこれまでの調査でわかっている。

図2.5.2に調査を行った震災地域に存在する山岳トンネルの位置を示し、表2.5.2にこれらのトンネルの概略と被害状況の一覧を示すが、被災地域内であれば、震央からの距離や施工法の違いによる何らかの傾向を被害状況の中から見いだすことは難しい。これは、直下型の地震であり、ほとんどのトンネルが想定される地震断層面から20km以内と近かったため、トンネルの構造的要因、地質要因に

よって被害発生の有無、被害規模の大小の差異が生じたものと考えられる。

なお、これらのデータは、直接現地調査を行ったものだけでなく、トンネル管理者からの情報提供を受けただけのものも含まれているため、情報の精度には若干のばらつきもあるものと考えられ、さらに、調査対象から漏れているトンネルも若干ながらあるものと思われが、以下に代表的な山岳トンネルの被害状況について簡略に述べる。

(3) 具体的な被害の事例

1) 六甲トンネル（J R 西日本；山陽新幹線）

山陽新幹線六甲トンネル(図 2.5.2, 表 2.5.2 中の No.1、以下同様)は、中生代の花崗岩中に建設された、延長 16km を超える長大トンネルで、建設時には被圧水を伴う多くの断層破砕帯に遭遇し、難工を余儀なくされた。

被害は、1)アーチクラウン部のせん断ひび割れとその先端部の剥落(写真 2.5.1)、2)アーチ・側壁の打ち継ぎ目部での圧縮性のひび割れに伴う剥落(写真 2.5.2)、3)トンネル横断方向のリング状の打ち継ぎ目部の剥落、に代表される。図 2.5.3 にこれらの被害を模式的に、1 枚の図に重ねて示した。主な被害箇所は 12 箇所我代表され、いずれの箇所も覆工に強い圧縮力が作用したもので、被害の形態の差異は、地震力の作用方向、地質条件、及びトンネル覆工の構造条件によるものと推定される。そして、これらの位置は、施工時に遭遇した被圧水あるいは、断層粘土を伴う断層破砕帯の位置に一致している(図 2.5.4)。

表 2.5.2 震災地域内の山岳トンネルの一覧

No	被害 程度	トンネル名	企 業 体	種類1	種 類 2	車線別	長さ (m)	上かぶり (m)	覆工 (t=cm)	幅、高さ (m)	地形・地質 (著名断層)	被害 状 況
1	A	六甲	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	16,250	460	C	9.6, 8.7	六甲型花崗岩類, (甲陽F, 芦屋F, 五助橋F, 大月F, 布引F)	アーチ天端のせん断クラック・剥落, 側壁・アーチ打ち継ぎ部の圧さ・剥落・インバート隆起
2	B	神戸	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	7,970	272	C	9.6, 8.1	布引花崗閃緑岩が基盤をなし, 須磨工区から神戸断層群, (布引F)	アーチ肩部のクラック, 湧水量増加, 打ち継ぎ目の軽微な剥落
3		須磨	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	2,388	45	C	9.6, 8.1	神戸断層群一砂岩, 泥岩, 礫岩	被害報告なし
4		奥畑	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	363	90	C	9.6, 8.1	神戸断層群一凝灰岩	被害報告なし
5		高塚山	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	3,624	85	C	9.6, 8.1	神戸断層群一砂岩, 泥岩, 礫岩, 凝灰岩, 大飯断層群一礫岩, (高塚山F)	被害報告なし
6		長坂	JR西日本	鉄道	山陽新幹線	複線	625	20	C	9.6, 8.1	大飯断層群一砂岩, 泥岩, 礫岩	打ち継ぎ目の軽微な剥落
*7		第1名塩	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	1,470	150	C	8.5, 7.2	一部神戸断層群一角礫凝灰岩, 大部分は有馬断層群一流紋岩〜石英安山岩質角礫凝灰岩	被害報告なし
*8		生瀬	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	1,430	250	C	8.5, 7.2	有馬断層群一流紋石英安山岩〜角礫凝灰岩	被害報告なし
*9		第1武田尾	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	570	95	C	8.5, 7.2	有馬断層群一流紋岩, (金下山F)	被害報告なし
10	A	東山	神戸電鉄	鉄道	有馬線	複線	141	4~8	CB, C	8.4, 6.5	大飯断層群一砂岩, 泥岩, 礫岩, (金下山F)	アーチ肩部トンネル軸方向剥落, トンネル坑口面壁の既往クラック開口
11	A	会下山	神戸電鉄	鉄道	有馬線	複線	253	2~12.5	CB, C	8.1, 6.2	大飯断層群一砂岩, 泥岩, 礫岩, (金下山F)	坑口上部道路面にクラック
12	A	有馬	神戸電鉄	鉄道	有馬線	単線	450	6~43.5	CB, C	4.6, 5.8	有馬断層群一流紋岩	既往クラック (引張クラック) の伸び
13	B	五社	神戸電鉄	鉄道	三田線	単線	115	40	C	4.6, 5.8		覆工コンクリートのクラック
*14	A	北神	北神急行	鉄道	北神急行線	複線	6,983	350	RC(35)	8.4, 6.93	花崗岩 (布引F)	覆工コンクリートが圧縮破壊により剥落, クラック幅増大
*15	A	盤施	県道路公社	道路	西宮北有科道路	2車線	1,743	20~250	C(30), RC(35)	8.8, 6.3	六甲花崗岩 (五助橋F, FI断層)	鉄筋露出, 圧さ, コンクリート剥落, 路盤浮き上がり, 輪切りクラック多数
*16	B	舞子(上り)	水四公団	道路	本州四国連絡道路	3車線	3,293	4~50	C	14.7, 9.9	大飯断層群 (礫質層) 一花崗岩	クラック, 天端沈下, 阪インバートにクラック, 切羽吹付け一部剥落
*17	B	舞子(下り)	水四公団	道路	本州四国連絡道路	3車線	3,250	4~50	C	14.7, 9.9	大飯断層群 (礫質層) 一花崗岩	クラック, 天端沈下, 阪インバートにクラック, 切羽吹付け一部剥落
18	A	布引(上り)	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	3,032	260	C(75)	9.5, 7.6	破砕花崗岩	SL付近の覆工コンクリートの剥落, 輪切り状ひび割れ
*19	B	第2布引	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	3,032	240	C	9.5, 7.4	花崗岩	一部の両側監督路が沈下

20		平野	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	622	85	C	9.9, 7.4	花崗岩	被害報告なし
21		知水山第1	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	85	32	C	10.4, 7.4	花崗岩	被害報告なし
22		知水山第2	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	116	25	C	10.1, 8.2	花崗岩	被害報告なし
23		鶴越第1	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	101	29	C	10.4, 7.6	花崗岩	被害報告なし
24	B	鶴越第2	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	207	40	C	10.4, 7.6	花崗岩	目地に浮き, 剥落
25		鶴越第3	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	388	47	C	10.4, 7.6	花崗岩	被害報告なし
*26		ひよどり台	市道路公社	道路	山麓バイパス	2車線	240	40	C(50)	9.3, 7.2	花崗岩	被害報告なし
27	B	新神戸	市道路公社	道路	新神戸トンネル 有料道路	2車線	6,910	330	C(50)	9.3, 7.5	花崗岩 (布引F)	目地の浮き, 剥落あり
*28	B	第2新神戸	市道路公社	道路	新神戸トンネル 有料道路	2車線	7,175	330	C(60)	9.5, 7.2	花崗岩	目地の浮き, 剥落あり, リング状のひび割れ
29	A	唐櫃	市道路公社	道路	六甲北有料道路	2車線	1,245	145	C	9, 7	流紋岩凝灰岩	目地の浮き, 剥落, ひび割れ
30		有野第1	市道路公社	道路	六甲北有料道路	2車線	118	25	C	9.7, 8.1	流紋岩凝灰岩	被害報告なし
31		有野第2	市道路公社	道路	六甲北有料道路	2車線	369	35	C	9.7, 8.1	流紋岩凝灰岩	被害報告なし
32	B	六甲山	市道路公社	道路	六甲有料道路	2車線	2,843	280	C	10.1, 6.7	花崗岩	目地の浮き, 剥落, リング状のひび割れ
33		篠原	市道路公社	道路	六甲有料道路	2車線	23	15	C	10.7, 6.7	花崗岩	被害報告なし
34	B	ひよどり	市道路公社	道路	西神戸有料道路	2車線	452	67	C	9.0, 7.0	花崗岩	目地の浮き, 剥落
*35	A	塩屋谷川	市土木局	水路	河川		1,705	4~80	C		大阪府群, 六甲花崗岩	覆工コンクリートの施工ジョイントの目開き, クラック, 断層部で8cmのずれ
*36		須磨	市開発局	ヘルコン			6,000	140	C	5.6, 4.0	六甲花崗岩, 神戸層群	被害報告なし
*37		須磨 (延伸)	市開発局	ヘルコン			7,451		C			被害報告なし
38		井吹	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	195	20	C(80)	10.2, 8.3	大阪層群	被害報告なし
39		太山寺第1 (東行)	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	283	53	C(60)	10.6, 7.8	花崗岩, 神戸層群	被害報告なし
40		太山寺第1 (西行)	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	257	37	C(60)	10.6, 7.7	花崗岩, 神戸層群	被害報告なし
41		太山寺第2 (東行)	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	78	25	C(60)	10.6, 7.8	花崗岩, 神戸層群	被害報告なし
42		太山寺第2 (西行)	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	66	17	C(60)	10.6, 7.7	花崗岩, 神戸層群	被害報告なし
43		藍那 (東行)	阪神高速道路公社	高速道	7号北神戸線	2車線	1,176	68	C(60)	10.4, 7.8	神戸層群	被害報告なし

44		龍那 (西行)	阪神高速道路公団	高速道	7号北神戸線	2車線	1,175	65	C(60)	10.4, 7.8	神戸層群	被害報告なし
45		長坂山 (東行)	阪神高速道路公団	高速道	7号北神戸線	2車線	745	68	C(40)	10.6, 7.8	丹波層群, 粘板岩	被害報告なし
46		長坂山 (西行)	阪神高速道路公団	高速道	7号北神戸線	2車線	715	68	C(40)	10.6, 7.8	丹波層群, 粘板岩	被害報告なし
47	B	宝塚東 (上り)	日本道路公団	高速道	中国自動車道	3車線	364	62	C(80)	13.2, 8.2	チャート	打ち抜き目に割れ
48	B	宝塚東 (下り)	日本道路公団	高速道	中国自動車道	3車線	362	59	C(80)	13.2, 8.2	チャート	打ち抜き目に割れ
49	B	宝塚西 (上り)	日本道路公団	高速道	中国自動車道	3車線	347	42	C(80)	13.2, 8.2	花崗岩	打ち抜き目に段差, 割れ
50	B	宝塚西 (下り)	日本道路公団	高速道	中国自動車道	3車線	244	42	C(80)	13.2, 8.2	花崗岩	打ち抜き目に段差, 割れ
51		高倉山第一 (上り)	日本道路公団	高速道	第二神明	2車線	530	97	C(50)	9.3, 7.3	花崗岩	被害報告なし
52	B	高倉山第二 (上り)	日本道路公団	高速道	第二神明	2車線	538	86	C(50)		花崗岩	打ち抜き目に割れ, 灯部にひび割れ
*53	B	高倉山 (下り)	日本道路公団	高速道	第二神明	2車線	579	87	C(30)	10.2, 7.5	六甲花崗岩	割れ, ひび割れ
54	B	月見山 (上り)	日本道路公団	高速道	第二神明	2車線	236	43	C(80)	9.1, 7.7		左右灯部に縦断方向ひび割れ
55	B	月見山 (下り)	日本道路公団	高速道	第二神明	2車線	228	34	C(80)	9.1, 7.7		左右灯部に縦断方向ひび割れ
56		的形	山陽電鉄	鉄道	山陽電鉄本線	複線	196		BR(57)		流紋岩	被害報告なし
57		妻鹿	山陽電鉄	鉄道	山陽電鉄本線	複線	181		BR(57)			被害報告なし
58		西神第2	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	585	7	RC		大阪層群	被害報告なし
59		西神第1	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	100	3	RC Box		大阪層群	被害報告なし
60		表山第2	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	100		RC Box		大阪層群	被害報告なし
*61		表山第1	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	770	41	C(30)	8.6, 7.1	大阪層群	被害報告なし
62		小寺	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	425	7	RC Box		大阪層群	被害報告なし
63		落合	神戸市交通局	地下鉄	市営地下鉄西神線	複線	1,274		C	8.4	神戸層群	被害報告なし

64	第1橋尾	神戸市交通 局	地下鉄	市営地下鉄西神 線	複線	247		C	8.4,	六甲花崗岩	被害報告なし
65	第2橋尾	神戸市交通 局	地下鉄	市営地下鉄西神 線	複線	1,803		C	8.4, 6.8	六甲花崗岩	被害報告なし
*66	城山	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	65		C	8.5, 7.2	有馬層群一流紋岩	被害報告なし
*67	第2名塩	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	2,960		C	8.5, 7.2		被害報告なし
*68	第2武田尾	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	705		C	8.5, 7.2	有馬層群一流紋岩質粘結凝灰岩	被害報告なし
*69	第1道場	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	1,235		C	8.5, 7.2	有馬層群一流紋岩質粘結凝灰岩 ～凝灰岩質頁岩	被害報告なし
*70	第2道場	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	150		C	8.5, 7.2	有馬層群～凝灰岩質頁岩～泥質 凝灰岩の互層	被害報告なし
*71	第3道場	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	475		C	8.5, 7.2	同上および角礫凝灰岩	被害報告なし
72	日出坂	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	380		C	8.5, 7.2		被害報告なし
73	第1古市	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	200		C	8.5, 7.2		被害報告なし
74	第2古市	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	120		C	8.5, 7.2		被害報告なし
75	月南	JR西日本	鉄道	福知山線	複線	475		C	8.5, 7.2		被害報告なし
76	鶴越	神戸電鉄	鉄道	有馬線		70		C	7.7, 5.7		被害報告なし
77	中山	神戸電鉄	鉄道	有馬線		236		C	7.7, 5.7		被害報告なし
78	角山	神戸電鉄	鉄道	有馬線	複線	46		C	7.7, 6.1		被害報告なし
79	鳥原(下り)	神戸電鉄	鉄道	有馬線	単線	154		C	7.7, 5.7		被害報告なし
80	鳥原(上り)	神戸電鉄	鉄道	有馬線	単線	59		RC	8.6, 6.6		被害報告なし
81	菊水山 (上り)	神戸電鉄	鉄道	有馬線	単線	1,184		C	8.6, 6.6		被害報告なし
83	有井	神戸電鉄	鉄道	都市公園線	単線	890		C	5.1, 5.6		被害報告なし
84	小部	神戸電鉄	鉄道	粟生線	単線	79		C	4.5, 5.1		被害報告なし
85	藍那	神戸電鉄	鉄道	粟生線	単線	78		C	4.5, 5.1		被害報告なし
86	小部	市土木局	道路	428号	2車線	482	50	C	8.62, 6.3	花崗岩	被害報告なし
87	鉄樹山	市土木局	道路	神戸明石線	2車線	466	20	C	9.06, 6.0	神戸層群	被害報告なし
88	太山寺	市土木局	道路	明石宝塚線	2車線		50	C	8.48, 5.9	花崗岩(高塚山F)	被害報告なし
89	新原	市土木局	道路		2車線	249	20	C	8.0, 6.15	有馬層群	被害報告なし
90	藍那	市土木局	道路	小部明石線	2車線	209	2	C	8.74, 6.3	花崗岩	被害報告なし
91	下知	市土木局	道路	神戸明石線	2車線	163	20	C	8.2, 6.0	神戸層群	被害報告なし

* 92		福地	市土木局	道路	428号	2車線	149	20	C	8.8, 6.1	有馬層群	被害報告なし
93		須磨寺	市土木局	道路	神戸明石線	2車線	121	15	C	8.45, 7.0	神戸層群	被害報告なし
94		再度	市土木局	道路		2車線	98	20	C	5.42, 5.0	花崗岩	被害報告なし
95		新有馬	市土木局	道路		2車線	78	20	C		神戸層群	被害報告なし
96		東藍那	市土木局	道路	小部明石線	2車線	75	10	C	7.96, 6.3	神戸層群	被害報告なし
97		服山	市土木局	道路	428号	2車線	44	15	C		花崗岩	被害報告なし
* 98		箕谷	市土木局	道路	428号	2車線	330	20	C		花崗岩	被害報告なし
99		岩山東	市土木局	道路		2車線	125	30	C	10.89, 6.1	花崗岩	被害報告なし
100		玉坂	市土木局	道路		2車線	200	10	C	8.25, 5.0	神戸層群	被害報告なし
101		吹上	市開発局	道路	西神中央線	2車線	252	30	C	9.4, 6.4	大阪層群	被害報告なし
102		前開	市開発局	道路	西神中央線	2車線	64	10	C	8.0, 5.3	大阪層群	被害報告なし
103		西神2号線	市開発局	道路	西神2号線	2車線	105	20	C	9.0, 6.0	大阪層群	被害報告なし
* 104		布施畑上	市開発局	道路		2車線	227	30	C	11.0, 6.0	神戸層群	被害報告なし
* 105		布施畑下	市開発局	道路		2車線	321	30	C	9.0, 6.0	神戸層群	被害報告なし
106		送水	市水道局	上水道								被害報告なし
107		冠道配水池	市水道局	上水道								被害報告なし
108		管路隧道	市水道局	上水道								被害報告なし
109	A	会下山		河川	新湊川		670	37	BR, ST	6.7, 7.6	花崗岩 (会下山F)	煉瓦の剥離, 剥落, 亀裂, 坑口崩壊
110	A	本山横坑			共同坑		344	96			花崗岩	天端, 側壁, 肩部の損傷
111	A	千筋導水路	市水道局	上水道	A~C路線		4,900	2~25	C	1.5, 1.9	花崗岩, 神戸層群, 埋め戻し土	剥落, 亀裂, 天端圧さ

・被害程度

A : 補強, 補修を必要とした被害 B : 補強, 補修を必要としなかった軽微な被害

・覆工

C : コンクリート CB : コンクリートブロック RC : 鉄筋コンクリート BR : レンガ ST : 石造

・No

* : NATMによる施工

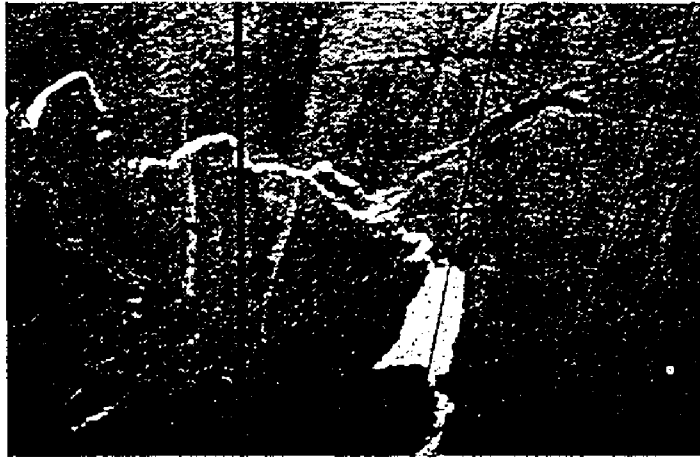


写真 2.5.1 六甲トンネルアーチ部のせん断ひび割れ

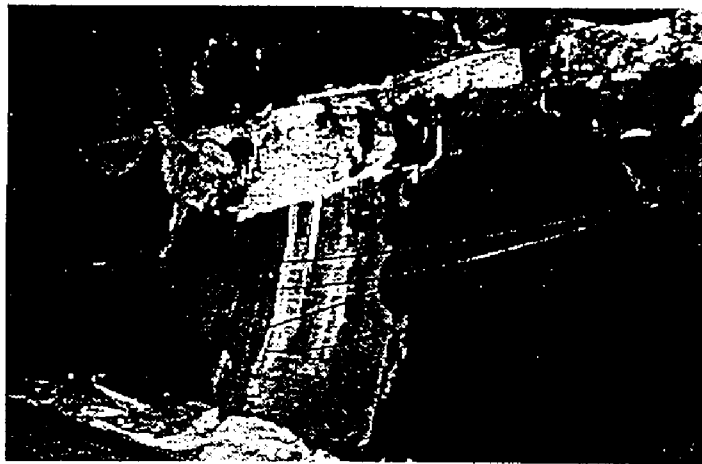


写真 2.5.2 六甲トンネル側壁の圧縮ひび割れ

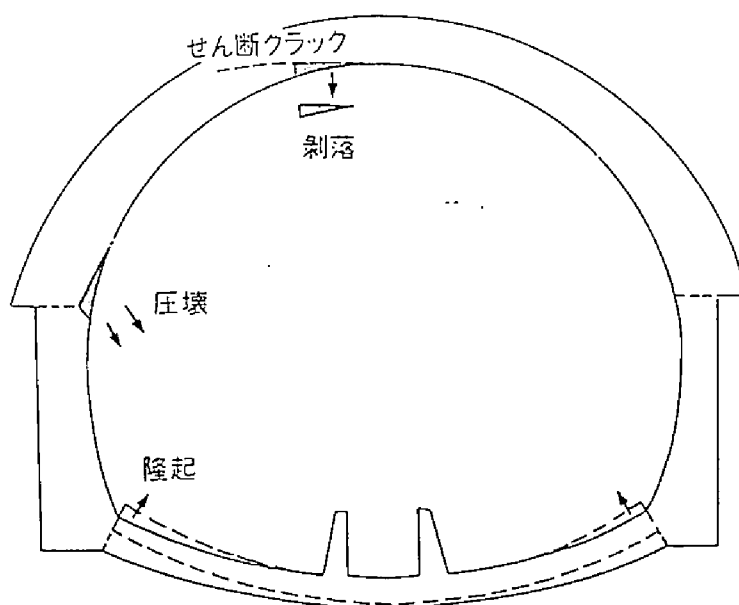


図 2.5.3 六甲トンネル被害の模式図

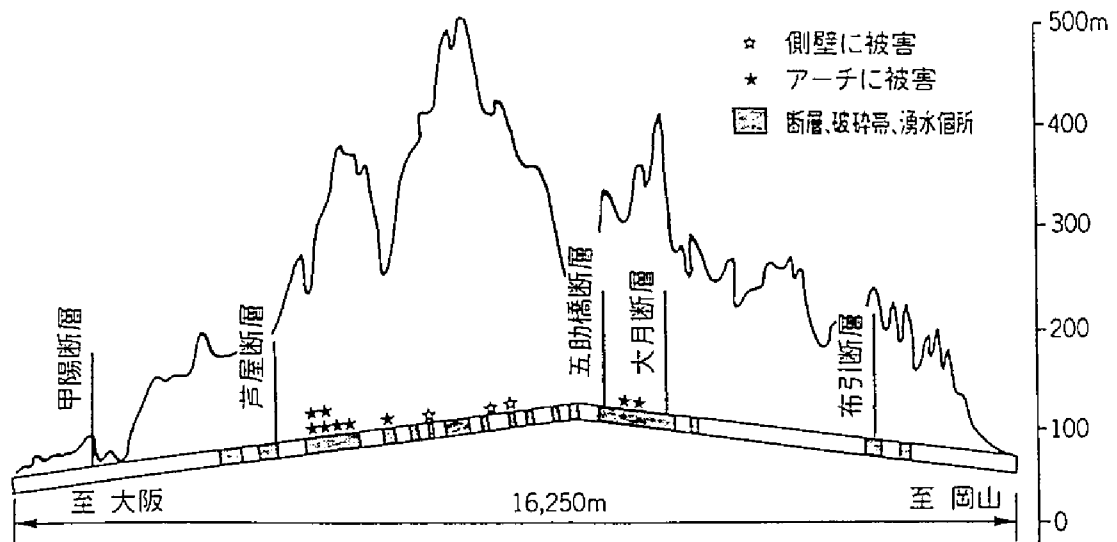


図 2.5.4 六甲トンネルの被害位置

他の新幹線トンネル（No.2～6）については、六甲トンネルよりも震央に近いにも関わらず、被害は軽微であった。

2) 盤滝トンネル（兵庫県道路公社；西宮北有料道路）

西宮北有料道路の盤滝トンネル(No.15)では、施工時に断層粘土に遭遇した箇所において、アーチから側壁にかけて 3m の幅で覆工コンクリート（インバートなし、無筋）が破壊し、落下した（写真 2.5.3）。約 80m 離れた地点では、やはり断層粘土部で、側壁部覆工（インバートあり、有筋）が圧壊し、鉄筋が座屈した。舗装版が持ち上がった現象から判断して、強い鉛直上向きの力が作用したものと想定される。なお、本地点のインバートコンクリートは断層粘土に沿ってひび割れが生じてはいたが、変形は見られなかった。



写真 2.5.3 盤滝トンネルの覆工コンクリートの崩落

3) 東山トンネル（神戸電鉄；有馬線）

神戸電鉄の東山トンネル(No.10)は、67 年前に建設されたコンクリートブロック造のトンネルで、上部地山の切り取りにより土被りは 10m 以下と浅くなっている。ここでは坑口部面壁の既往クラックが開口し（写真 2.5.4）、アーチ肩部に軽微な剥離を伴うトンネル軸方向のクラックが数本生じた。隣接する会下山トンネル(No.11)では、湊川方の坑口 10m 程を改築した。

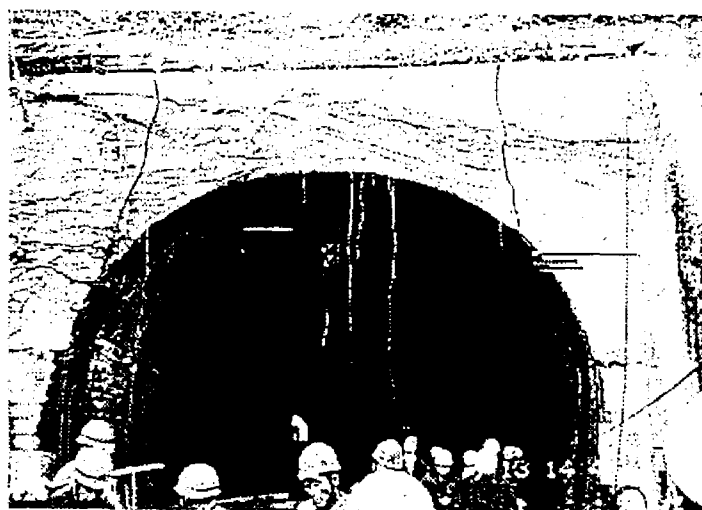


写真 2.5.4 東山トンネルに生じた坑口部のひび割れ

4) 塩屋谷川放水路トンネル（兵庫県，神戸市）

塩屋谷川放水路トンネル(No.35)は、下流方坑口付近で須磨断層と近接し、中間部で横尾山断層と交差して建設されている。須磨断層付近では、リング状のひび割れが生じた。横尾山断層との交差位置では、トンネルの北西側（上流側）が相対的に右に 8cm、上に 5cm 移動し、アーチ、側壁、インバートにずれを伴うひび割れが 10.5m 間に生じた。改築工事時の観察によれば、内巻きとしての吹付けコンクリートにも覆工コンクリートと同様の破損が生じていたとのことである。なお、断層の下流方は六甲花崗岩、上流方は新第三紀中新世神戸層群の砂岩・泥岩互層よりなっている。

5) その他の事例

地震の震央に最も近い位置にあったトンネルは、建設中の本四連絡道路の舞子トンネル(No.16, 17)で、土被りの浅い未固結の大阪層群の礫層に位置している。地上部では、ほぼ直上の 4 階建ての建物が崩壊したにも関わらず、このトンネルの被害は軽微¹⁴⁾で、天端沈下及び吹付けコンクリートの剥落が見られた程度であったと報告されている。

また、シールドトンネルの被害もきわめて小さいものであったと報告されており、これまでの被害調査では、土かぶり 3～20m 程度、セグメント外径 2.5～6.8m 程度のシールドトンネル（河川，電力用管路，下水道，地下鉄，通信用とう洞：

調査延長約 5000m) が存在するが、二次覆工コンクリートに生じた微細なクラック、あるいは R C セグメントのエッジの軽微な損傷・剥離、立坑接続部に生じたひび割れが報告されているのみである。

(4)まとめ

概括すれば、兵庫県南部地震による山岳トンネル被害は、地上部の甚だしい被害に比較して比較的軽微であったといえよう。このことから、トンネルが耐震性に富む構造物であることが再確認されたといえよう。そして、今回の地震では、これまでの地震被害の特徴とされていた坑口部被害が少なかったことが特徴的である。

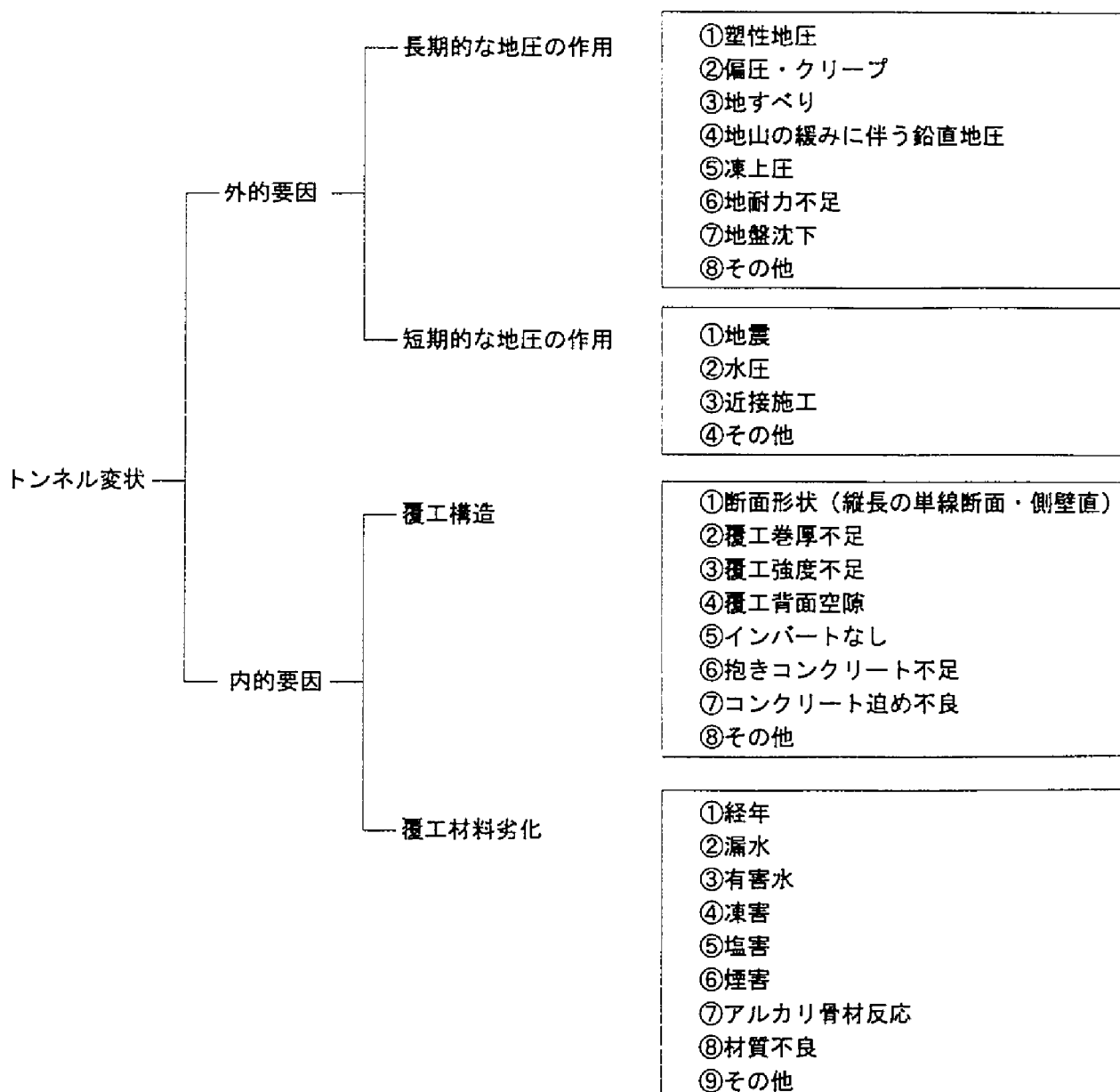
兵庫県南部地震における山岳トンネルの被害の大きな特徴は、ほとんどの被害が、被圧水や断層粘土を伴うような、断層破碎帯において生じていることである。このことは、吉川の指摘した「特殊条件」⁹⁾の介在する場合に相当し、劣悪な地質条件に一致するものと考えられる。

2.6 結言

山岳トンネル変状の実態を、トンネル建設後、長期にわたって地圧が増加する場合と、短期的に荷重を受ける場合について、事例を基に分類し、その要因について考察した。

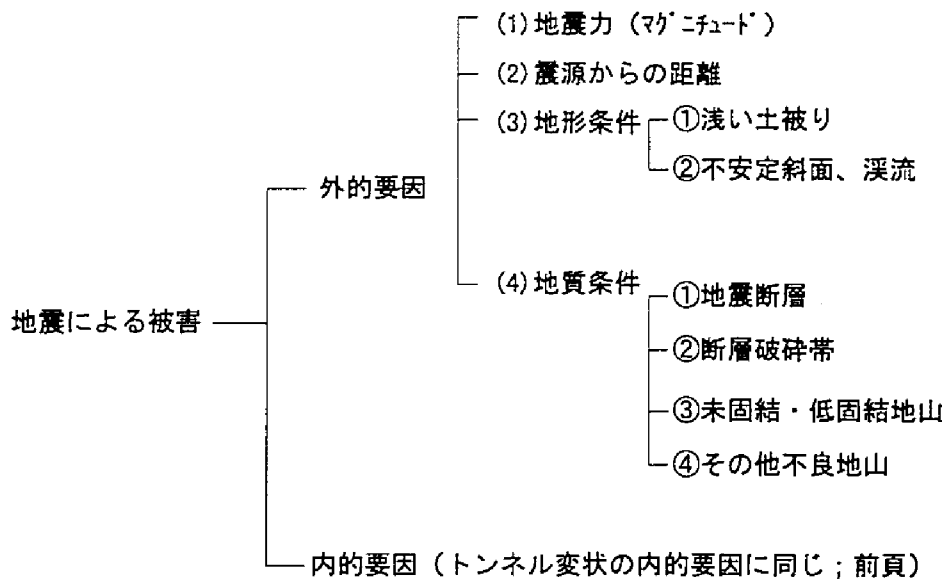
いずれの場合も、トンネル変状は、地形・地質等の外的要因と覆工構造からくる内的要因とが寄与して生じることが分かった。

以下に事例に基づき、変状要因を分類する。



次に、短期的な地圧の作用の典型例として、地震による被害について、その要因を整理する。

トンネルは、耐震性に優れる構造物である。ただし、過去の地震被害事例を分析すると、地震規模が大きく、震源域からの距離が近い場合には、内的要因としての構造条件とあいまって被害が生じることもあることが分かる。



参考文献(第2章)

- 1) 交通学説史研究会：交通学説史の研究（そのⅣ）、運輸経済研究資料 020766、1991
- 2) （財）鉄道総合技術研究所：トンネル補強・補修マニュアル、1990.10
- 3) （社）日本トンネル技術協会：横吹トンネル特別小委員会報告書、1990.
- 4) 吉川恵也、北川修三、川上義輝、馬場富雄：トンネル変状の傾向(2)、鉄道技術研究報告、No.1293、1985.
- 5) 猪熊明：道路トンネルの緊急点検と今後の維持管理、トンネルと地下、21巻10号、1990.
- 6) 北川修三、川上義輝：地山凍結によるトンネルの変状、鉄道技術研究所速報、No.A-84-54,1984.
- 7) 河野紘一、川村満紀、田村博、中野錦一：アルカリ骨材反応「コンクリート構造物の耐久性シリーズ」、技報堂、1986.
- 8) 日本国有鉄道：土木工事標準示方書、1957
- 9) 吉川恵也：鉄道トンネルの震災と地震対策、トンネルと地下、第15巻8号、1984.8.
- 10) Asakura,T., Shiba,Y., Sato,Y., Iwatate,T. : Mountai Tunnels Performance in the 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake, Special Issue of JSCE, 1996.6
- 11) Asakura,T., Sato,Y.: Damage to Mountain Tunnels in Hazard Area, Soils and Foundations, special issue, 1996.1
- 12) 小山幸則、朝倉俊弘、佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧、トンネルと地下、27巻3号、1996.3
- 13) 飯田廣臣、山原陽一、横山正樹：大開駅の震災と復旧、トンネルと地下 27巻1号、1996.
- 14) 櫻井春輔：土木学会関西支部 支部だより No.47, 1995.7
- 15) 日本国有鉄道大阪新幹線工事局：山陽新幹線（新大阪～岡山）地質図、1972.3.15

第3章 模型実験による山岳トンネル覆工の力学挙動評価^{1)~18)}

3.1 緒言

トンネルの変状は、ほとんどの場合、覆工のひび割れとして顕在化する。したがって、的確に変状原因を推定し、対策工を設計するためには、覆工に生じたひび割れの状態から地圧を評価する必要がある。また、地圧はトンネル周辺地山と覆工構造の間で相互作用の結果として生じるものであるため、トンネル覆工の構造条件が変状現象に与える影響を把握する必要がある。

このため、本章では、各種の地圧パターンによる覆工変状の特徴、覆工構造の欠陥が覆工挙動に与える影響を定量的に把握することを目的として覆工模型実験による評価を行う。

前章で述べたように、地圧の作用による変状においては、ひび割れがトンネル軸方向に卓越することが一般的である。（例外的には、局部的な荷重による放射状のひび割れ、地すべりによる入り組んだ複雑なひび割れ、トンネル軸方向の不等沈下による輪切り状のひび割れ等がある。）このことから、本章におけるトンネル覆工の力学的検討は、トンネル横断面についての2次元的な検討を中心に行うこととした。

力学的検討は、まず、模型実験により、地圧の作用によるトンネル覆工変状の再現を試みる。トンネルの変状は、周辺地山と覆工の相互作用として評価する必要があるため、地盤、作用荷重としての地圧、覆工構造をそれぞれパラメータとして変化させられることが前提となる。これまで、模型実験によりトンネル覆工の力学特性を検討した例は少なく、斎藤ら¹⁹⁾、今田ら²⁰⁾の実験を数えるのみである。しかも、これらの実験も油圧ジャッキを用いた、かなり大掛かりな装置・試験であるため、種々の条件についての比較実験を多数行うのに適していない。このため、まず、上記の要求を満たす模型実験装置を設計・製作し、これにより、下記の3条件をパラメータとした比較実験を行う。

①地盤条件：地盤の硬軟を地盤ばねのばね係数として変化させる

②地圧条件：地圧の作用方向・大きさを変化させる

③構造条件：覆工構造、構造欠陥を変化させる

上記の実験結果を詳細に検討し、トンネル覆工の力学挙動の一般的傾向、載荷方向の差異による挙動の特徴、覆工構造の差異による挙動の特徴、構造的欠陥の影響、対策工の効果等を明らかにする。

3.2 トンネル覆工模型実験装置

トンネル覆工の模型実験は、地盤を介して荷重を覆工供試体（以下、供試体という）に作用させる間接載荷実験と供試体に直接載荷する直接載荷実験に大別できる。本研究では、

①トンネルと周辺地盤との相互作用が表現できること。

・地盤条件：地盤の硬軟を地盤ばねのばね係数として変化させる

- ・地圧条件：地圧の作用方向・大きさを変化させる
- ・構造条件：覆工構造、構造欠陥を変化させる

②ひび割れの進展が表現できること

③ 3 次元的な覆工挙動も表現できること

のそれぞれの機能を具備し、作用地圧に対して供試体が直接的に応答し、骨組解析によるモデル化に対応した実験装置を開発した。

模型実験装置は、写真 3.2.1、図 3.2.1 に示す新幹線複線トンネルの標準断面を想定した縮尺 1/30 の装置と、写真 3.2.2、図 3.2.2 に示す在来線鉄道トンネルの単線 1 号型断面を想定した縮尺 1/20 の装置を製作した。

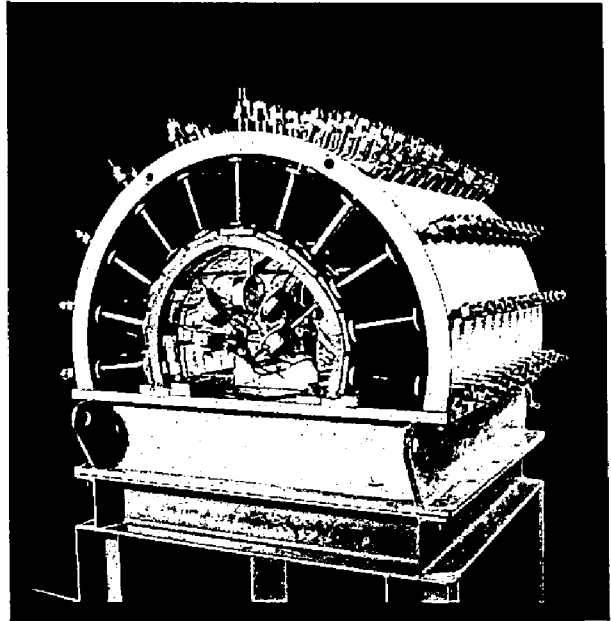


写真 3.2.1 複線トンネル覆工模型実験装置の外観

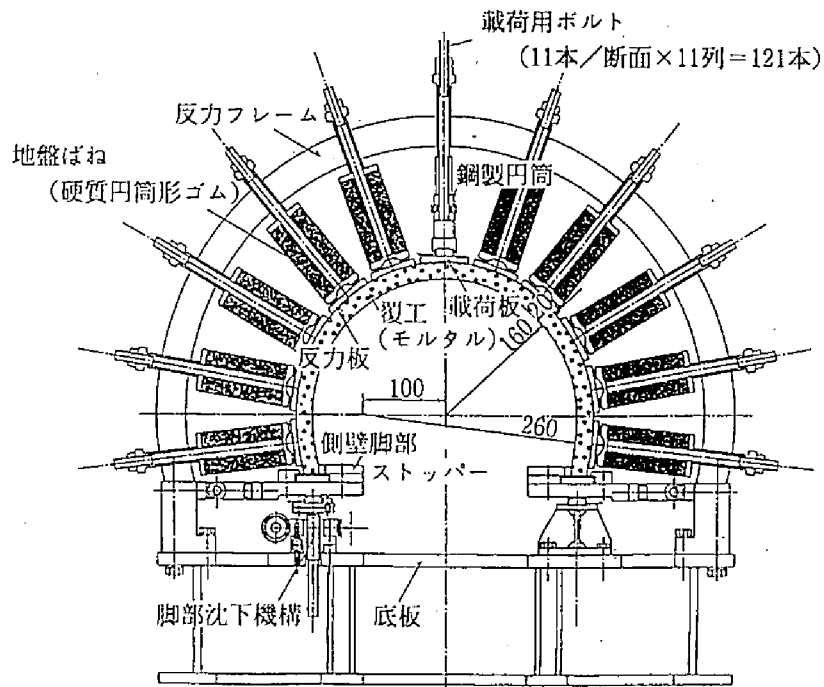


図 3.2.1 複線トンネル覆工模型実験装置の概要（横断面）

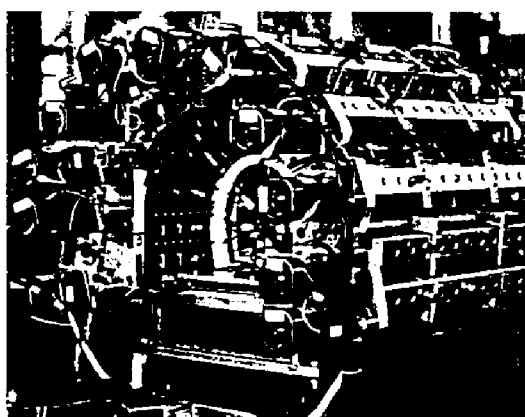


写真 3.2.2 単線トンネル覆工模型実験装置の外観

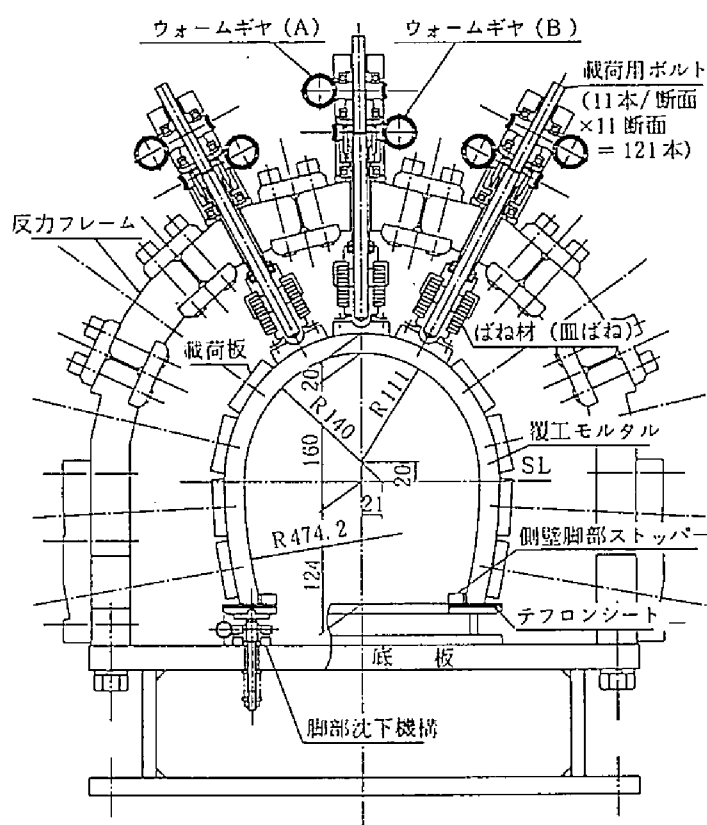


図 3.2.2 単線トンネル覆工模型実験装置の概要（横断面）

両装置とも前述の①～③の3項目が表現でき、かつ、地圧の作用位置、覆工構造、地盤の剛性等をパラメータとすることのできる機能を有しており、载荷板で供試体を直接押し込む変位制御方式の実験装置である。供試体は、供試体から地盤を想定した地盤ばね（以下、地盤ばねという）に、あるいは地盤ばねから供試体に荷重を伝達する反力板の内側に設置される。

両装置の主要部材は、二重ねじ構造の载荷用ボルト、地盤ばね材、载荷板ある

いは反力板、反力フレーム、側壁脚部ストッパー、底板、等から構成されている。

載荷用ボルト・載荷板及び地盤ばね材・反力板は、トンネル断面内に計 11 本、軸方向に 11 列、合計 121 本配置され、任意の箇所でも供試体に対し法線方向からの載荷あるいは除荷を行うことができる。

載荷用ボルトは、反力フレームにねじ込む外側ボルトと、載荷板あるいは反力板と直接接続されている内側ボルトの二重ねじ構造であり、外側ボルトを回転させることにより載荷板を押し込むことができ、供試体に直接変位を与えることができる。また、内側ボルトを回転させることにより反力フレームと反力板の間にセットされた地盤ばね材を圧縮あるいは解放させることができ、地盤ばねを介した間接的な荷重も作用させることができる。

なお、反力フレームは載荷点 1 箇所当たり 10kN の荷重に対して十分な剛性を持つように設計されている。

また、地盤ばね材を用いることによって地盤と覆工の相互作用が表現でき、地盤ばね材に硬質円筒形ゴムあるいは枚数及び組み合わせを選択できる皿ばねを用いることによって地盤の硬軟も表現できる。なお、載荷箇所には地盤ばね材の代わりに鋼製の中空円筒を用い、載荷用ボルトを押し込むことにより供試体に荷重を直接作用させることができる。

側壁脚部ストッパーは、供試体脚部内側の水平方向の拘束条件を可動あるいは固定とすることによりインバートの有無を模擬することができる。インバートのある状態を模擬する場合には、側壁脚部ストッパーの鋼製面を供試体脚部内側に接触させて内側への変位を拘束する。また、側壁脚部ストッパーの板ゴムを貼付した面を供試体脚部内側に接触させることにより側壁脚部の内方への変位が可能となり、道床碎石等で支持されたインバートのない場合を模擬することができる。

複線装置、単線装置の大きな違いは、供試体の断面形状の他に載荷及び除荷等の方法にある。複線装置が手動で載荷及び除荷、あるいは地盤ばね材を圧縮・解放して地盤反力の導入を行うのに対し、単線装置はモータ駆動によりウォームギア（A）、（B）を回転させ、磁気センサを利用して自動的に載荷及び除荷あるいは地盤ばね反力を導入できる。

これらの実験装置により、トンネル軸方向に載荷板 1 枚分 $L=6.0\text{cm}$ の供試体を用いる 2 次元実験あるいはトンネル軸方向の載荷板全列分の供試体を用いる 3 次元実験が可能である。

3.3 実験概要

3.3.1 実験ケース

実験は、トンネル覆工の基本的な力学特性を知るために、①載荷方向、②側壁脚部の拘束条件、③天端背面空洞、④覆工構造（順巻、逆巻）をパラメータとした 2 次元実験（ケース 1～15、表 3.3.1）と、欠陥覆工の影響と対策工の効果をj知るために、①覆工欠陥（天端巻厚不足）、②天端背面空洞、③変状対策工（裏込注入工、鋼板接着、炭素繊維シート補強）の有無をパラメータとした 2 次元実験（ケース 16～24、表 3.3.2）について行った。

表 3.3.1 実験ケース（ケース 1～15）

No	断面	地盤ばね	不連続面	載荷位置	脚部拘束条件	背面空洞
1	複線	円筒形ゴム	無 (順巻)	鉛直〔⑥〕	可動(イハート無)	無
2				斜め〔⑧〕		
3				横片側〔⑩〕		
4				横 両 側 〔②、⑩〕	固定(イハート有)	
5					可動(イハート無)	
6					有〔⑥〕	
7	単線	皿ばね	無 (順巻)	鉛直〔⑥〕	可動(イハート無)	無
8				斜め〔⑧〕		
9				横片側〔⑩〕		
10				横 両 側 〔②、⑩〕	固定(イハート有)	
11					可動(イハート無)	
12					有〔⑥〕	
13			有 (逆巻)	鉛直〔⑥〕	可動(イハート無)	無
14				斜め〔⑧〕		
15				横片側〔⑩〕		

【注 1】下図に示すように、〔 〕内は載荷位置を示す。

【注 2】不連続面は、SL（スプリングライン）部とする。

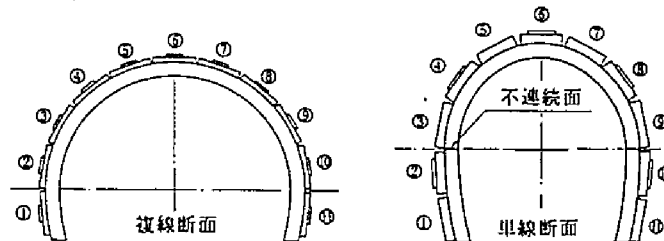
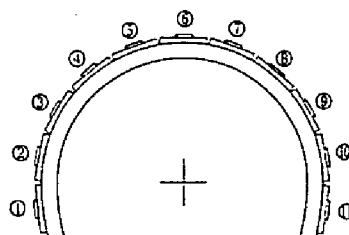


表 3.3.2 実験ケース（ケース 16～24）

実験 ケース 番号	載 荷 位 置	覆 工 天 巻 厚	背 面 空 洞	裏 込 注 入	内 面 補 強	実 験 状 態 種 別
16	鉛 直 〔⑥〕	20mm	無	無	無	健 全
17					鋼 板	対策工
18					炭素繊維	
19	横両側 〔②⑩〕	20mm	無	無	無	健 全
20		10mm	60°			欠 陥
21		15mm				
22		10mm	100°			
23			60°	軟質材		対策工
24				硬質材		

注）載荷位置の〔 〕内の数字は載荷板番号を示す。（下図参照）



3.3.2 実験材料

実験ケース 1～15 に用いた材料を表 3.3.3 に示す。

供試体はモルタル造とし、地盤ばね材には複線装置の場合には沖積層程度の地盤剛性に相当する硬質円筒形ゴム、単線装置の場合には、洪積層程度の地盤剛性に相当する皿ばねを用いた。通常の山岳トンネルとしては地盤が軟らかいが、覆工の変形挙動を強調するためにこのような材料を用いた。なお、複線と単線は同じ供試体配合としたが、モルタル打設時期の違いにより結果的に異なる物性値となった。

実験ケース 16～24 に用いた材料を表 3.3.4 に示す。

裏込注入工には軟質材として板ゴム、硬質材としてエポキシ樹脂を用い、鋼板接着工にはブリキ板 $t=0.3\text{mm}$ 、炭素繊維シート補強には炭素繊維量 50g/m^2 のシートをそれぞれ使用しエポキシ樹脂で接着した。また、使用した炭素繊維シートは、2次元モデルの実験であることを考慮して、繊維方向をトンネル円周方向の1方向のみとしている。

覆工の欠陥については、天端巻厚（基本巻厚 $t=20\text{mm}$ ）が $t=10\text{mm}$ 、 $t=15\text{mm}$ の覆工模型を作製した。背面空洞は円筒形ゴムの地盤ばね材をセットせずに反力が発生しない状態にすることにより表現した。

表 3.3.3 実験材料の物性（ケース 1～15）

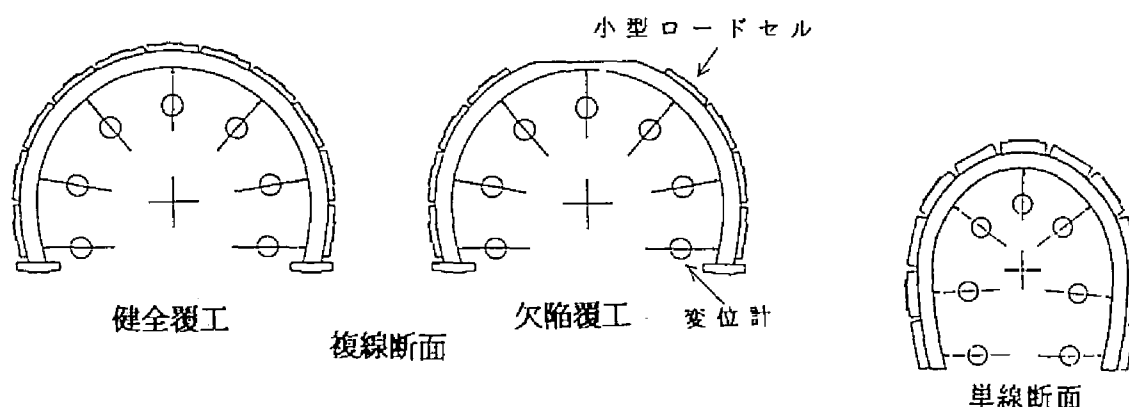
種 別	実験材料	材 料 物 性
覆工供試体	モルタル	複線 一軸圧縮強度 $\sigma_c=21\text{MPa}$ 変形係数 $E=1.5 \times 10^4\text{MPa}$
		単線 一軸圧縮強度 $\sigma_c=36\text{MPa}$ 変形係数 $E=1.7 \times 10^4\text{MPa}$
地盤ばね 模 擬 材	硬質円筒 形 ゴ ム	ばね定数 $K_1=0.08\text{kN/mm}$ (変位量 4.0mm までは 0.11kN/mm)
	皿 ば ね	ばね定数 $K_1=1.9\text{kN/mm}$ (変位量 0.4mm までは 1.1kN/mm)
脚部ばね材	板 ゴ ム	ばね定数 $K_2=0.55\text{kN/mm}$ (変位量 2.0mm までは 0.4kN/mm)

表 3.3.4 実験材料の物性（ケース 16～24）

種 別	実験使用材料	材 料 物 性
覆 工 模 型	モルタル	一軸圧縮強度 $\sigma_c = 31 \text{ MPa}$ 圧縮弾性係数 $E_c = 1.6 \times 10^4 \text{ MPa}$
地盤ばね材	硬質円筒形ゴム	ばね定数 $K_1 = 0.080 \text{ kN/mm}$ (変位量 4.0mm までは 0.11 kN/mm)
裏込注入 軟 質 材	板ゴム	圧縮弾性係数 $E_g = 3.0 \text{ MPa}$
裏込注入 硬 質 材	エポキシ樹脂	圧縮弾性係数 $E_r = 890 \text{ MPa}$
鋼板接着工	ブリキ板	板 厚 $t = 0.3 \text{ mm}$ 引張弾性係数 $E_s = 2.0 \times 10^5 \text{ MPa}$
炭素繊維 シ ー ト 補 強	炭素繊維シート	炭素繊維量 $F.A.W = 50 \text{ g/m}^2$ 引張弾性係数 $E_{ca} = 4.1 \times 10^4 \text{ MPa}$

3.3.3 計測項目

図 3.3.1 に示すように、載荷重あるいは地盤反力は、載荷板・反力板の外側に設置した小型ロードセルにより測定し、供試体内面の法線方向変位量は棒状小型変位計により測定した。また、覆工内面のひび割れ発生の判定に利用するために、覆工内面の周方向にひずみゲージを貼付し、併せて測定した。



※欠陥覆工に裏込注入を施工するケースは、施工後は健全覆工の配置。

図 3.3.1 計測位置

3.3.4 実験手順

図 3.3.2 に示すように実験は以下の手順で行った。①型枠を用いて供試体を作製し、28日間以上養生する。型枠脱型後、供試体内面にひずみゲージを貼付する。②供試体を実験装置内にセットし、小型ロードセル、棒状小型変位計の測定機器をセットする。③載荷は、載荷板の押し込みによる変位制御方式の段階載荷とする。なお、載荷板押し込み量は、複線装置は 0.125mm/1step、単線装置は 0.040mm/1step とする。④載荷後、目視による観察（2次元実験では、ひび割れ

の発生が覆工供試体の端面の観察により容易に確認される）をしながら2分間放置し、その後、載荷重及び反力、覆工内面の法線方向変位量、覆工内面周方向ひずみの計測データの読み込みを行う。⑤載荷終了の条件に該当するまで③、④を繰り返す。載荷は、1)供試体に圧ぎ部のはく落あるいはせん断破壊等の終局的な破壊の発生、2)載荷用ボルトのストローク限界、3)装置の許容値により定まる載荷重が載荷板1枚で10kNを超える場合、のいずれかに該当する場合に終了した。

ただし、複線の実験ケース1～6では、変状のない健全なトンネル覆工が自重あるいは周辺地山の緩み等により圧縮応力状態にあることを考慮して、あらかじめ地盤ばね材の硬質円筒形ゴムを約4.0mm（60kPa程度の地圧に相当）圧縮し、供試体セット後、地盤ばね材を解放し供試体全周に初期荷重として与え、その後局部的な載荷を本載荷として行った。しかしながら、実験結果の解釈や解析上の取り扱いが煩雑になるために、単線装置を用いた実験、あるいは欠陥覆工に関する実験では初期載荷を導入しなかった。

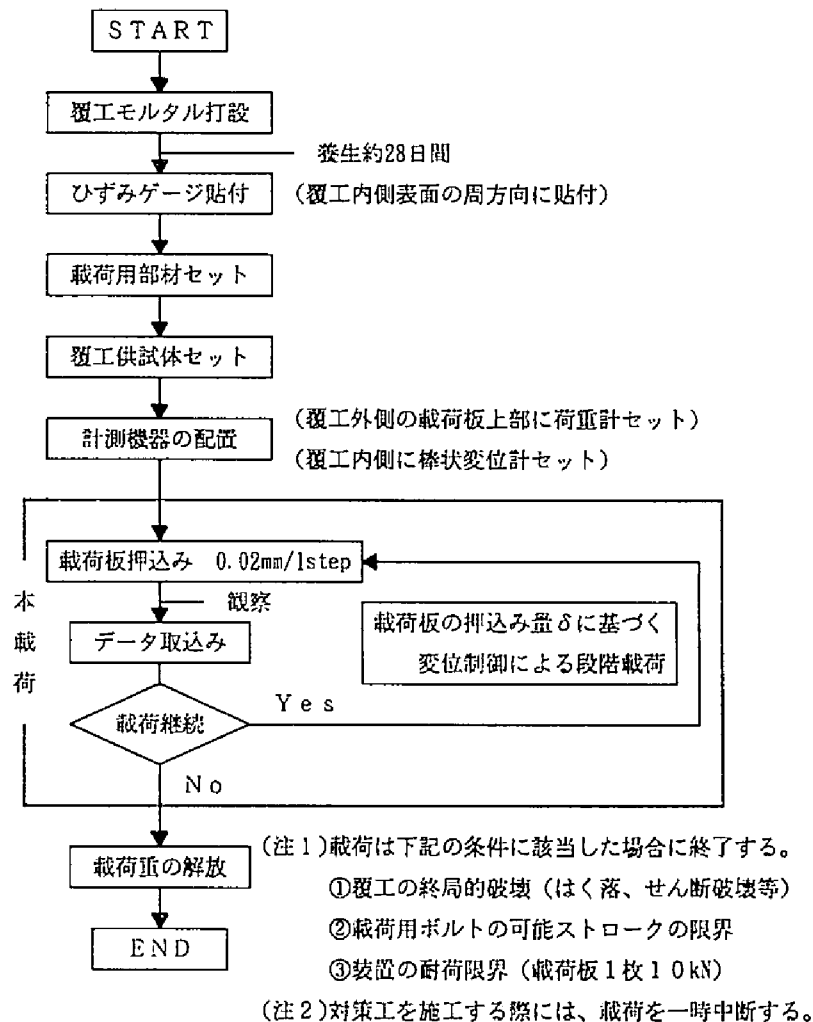


図 3.3.2 実験手順

3.3.5 相似則

相似則は構造物の変形、変位、応力について試験する場合、同一材料を用いて構造物の幾何学的相似の縮尺 α を満足させれば弾性範囲内において同一荷重強度に対し、変形及び変位は $1:\alpha$ 、応力は $1:1$ に対応する²¹⁾。そこで本実験では覆工モルタルの力学特性（強度、変形係数）を実物に合わせた。したがって、ひび割れが発生するまでの弾性的に挙動する範囲の変形・変位・応力についてはかなり厳密に相似則が成立する。しかし、ひび割れ発生後はひび割れの挙動が変形及び変位に大きな影響を与え相似則は大きく変化するので、実験結果の解釈は定性的な範囲に止めた。

また、実験装置の縮尺が複線装置では $1/30$ 、単線装置では $1/20$ と異なるため、両者の実験結果を定量的に比較する場合には幾何学的相似比を一致させ、かつ弾性範囲内で検討する必要がある。

3.4 山岳トンネル覆工の力学挙動

3.4.1 全ケースを通じた傾向

供試体の挙動は、初期ひび割れ発生までは弾性的に挙動し、ひび割れの発生により急激に低下し、変位が進行する。ひび割れ発生後の挙動においても、引張りひび割れあるいはせん断ひび割れが発生するまでは、 P と u の関係は、ほぼ直線的に変化する。ただし、圧縮が発生した場合には、圧縮発生箇所の有効断面が徐々に変化することによって、直線的な変化を示さない場合もある。ひび割れの発生により供試体の構造系は変化し、新たなひび割れの発生や、既に発生しているひび割れの閉合等が見られる。また、荷重の増加率は、ひび割れの進展に伴い、若干低下するが、供試体全体の構造としての剛性、あるいは耐力は、アーチ作用によりかなりの変形量まで保持される。

なお、載荷が変位制御方式であるため、載荷板押し込み直後からデータを読み込むまでの2分間に、覆工モルタルの応力緩和による若干の荷重低下やクリープによる変位の進行が見られ、荷重低下量及び変位の進行量は、ひび割れの発生あるいは進展に伴い、増加する傾向にある。

3.4.2 載荷方向の差異による覆工挙動の特徴（図3.4.1、図3.4.2、図3.4.3）

載荷位置の違いによる比較は、アーチ部と側壁部に不連続面のない、全断面工法で施工されたトンネルを模擬したケース1～3、及びケース7～9の順巻モデルと、上半のアーチ部と下半の側壁部を別々に施工し、SL部に打ち継ぎ目の不連続面があるトンネルを模擬したケース10～12の逆巻モデルで行った。なお、載荷方向は、鉛直、斜め、側方の3方向とし、1載荷板からの部分的な載荷とした。ただし、複線断面のケース1～3においては、初期荷重を供試体全周に載荷後、局部的な荷重を加えている。

順巻モデルの複線・単線断面の場合には、弾性的な供試体挙動を示す初期ひび割れ発生前、及び初期ひび割れ発生後を通じて載荷方向が鉛直に近いほど変形しにくいので、載荷が鉛直に近いほど供試体の耐力が大きいといえる。また、SL

部に不連続面のある逆巻モデルにおいても、载荷により供試体に軸力が十分発生し不連続面の摩擦力が大きくなった場合には、順巻モデルと同様の供試体挙動を示すため、鉛直に近いほど供試体耐力が大きいといえる。

なお、以降の実験結果を示す図中の記号は、ひび割れの種類と発生順番を示す（表 3.4.1）。

表 3.4.1 実験結果整理記号

使用記号	内 容
○、△、◇、□	引張ひび割れ
●、▲、◆、■	圧さ（圧縮破壊）
⊙、△、◇、■	せん断ひび割れ
A、B、C……	ひび割れ発生順序
δ	载荷板押し込み量(mm)
u	载荷位置での覆工内面の法線方向変位量(mm)
P	载荷位置での荷重(kN)
p	载荷位置での圧力(MPa)

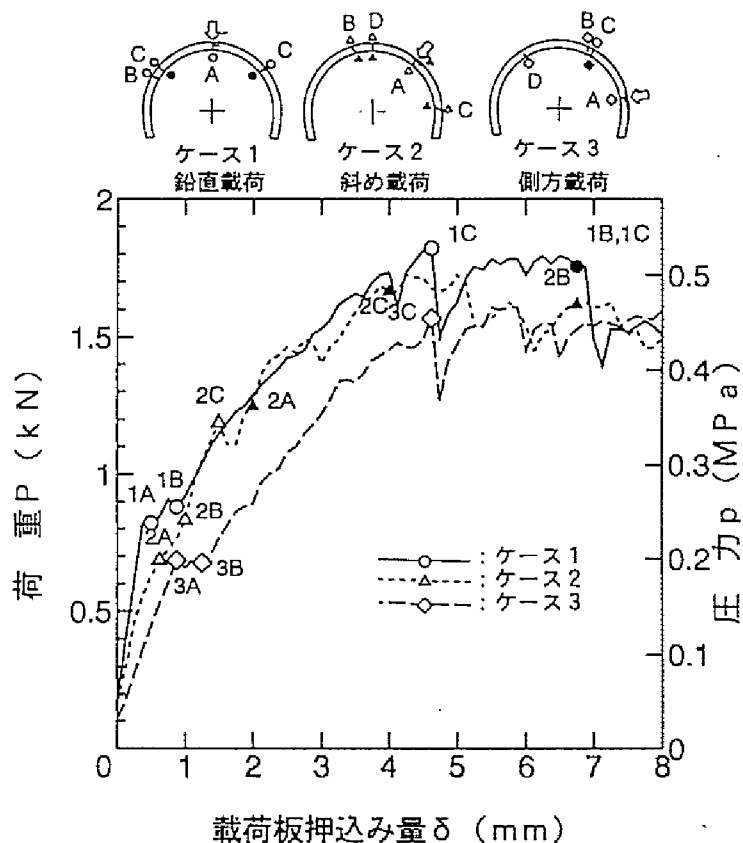


図 3.4.1 载荷重（圧力）と载荷板押し込み量の関係（複線断面、载荷位置による違い）

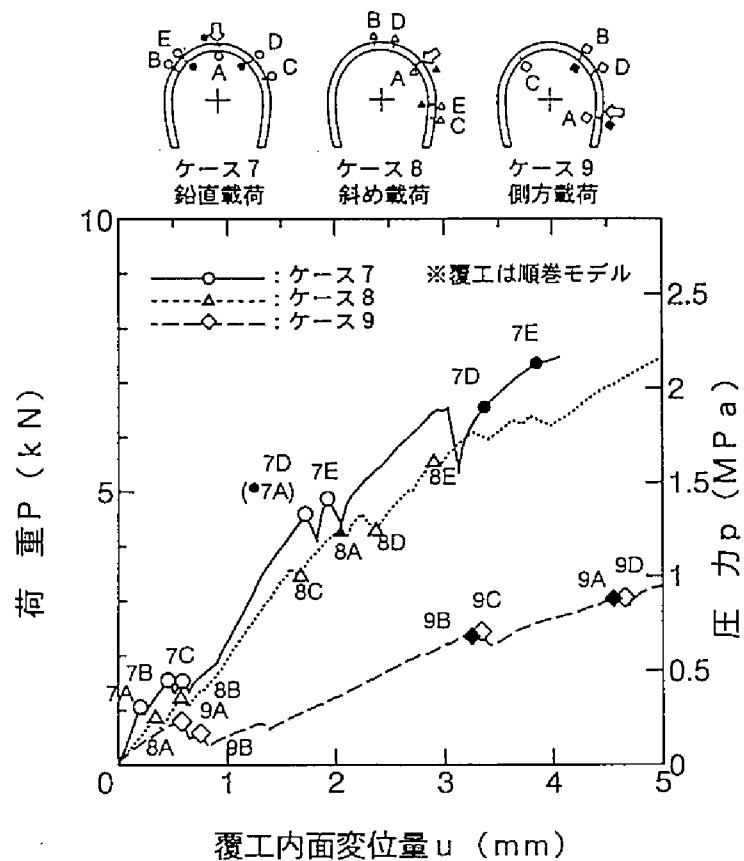


図 3.4.2 載荷重（圧力）と変位の関係（単線断面・順巻、載荷位置による違い）

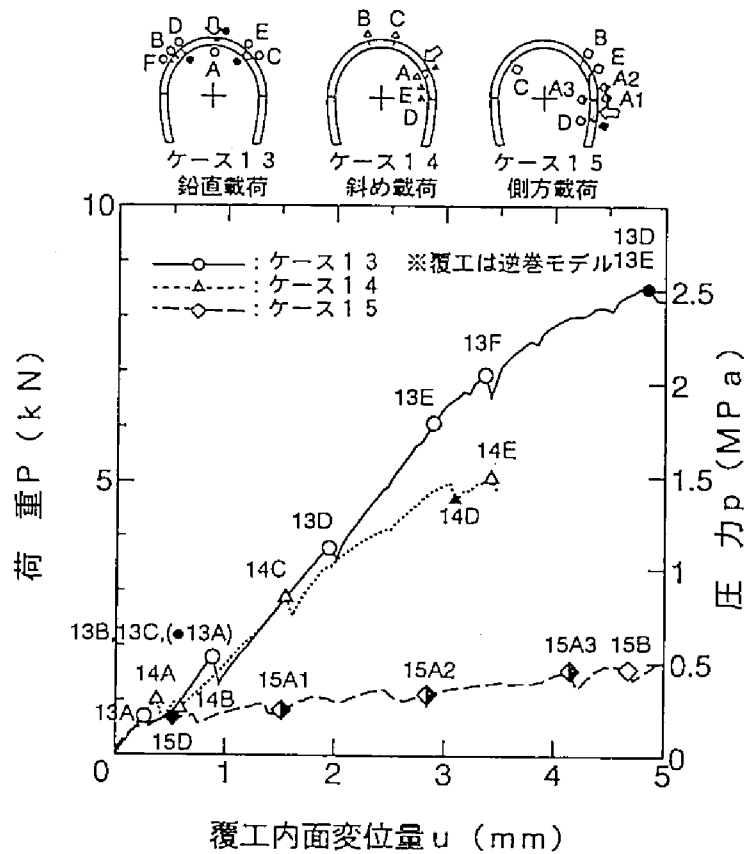


図 3.4.3 載荷重（圧力）と変位の関係（単線断面・逆巻、載荷位置による違い）

3.4.3 覆工構造の差異による覆工挙動の特徴

(1) 脚部拘束条件の違いによる比較 (図 3.4.4、図 3.4.5)

側壁両側から部分的な荷重を作用させ、インバートなしを模擬したケースとインバートがある場合を模擬したケースを比較しインバートの効果を確認した。初期ひび割れ発生までの供試体挙動は、断面形状によらずインバートを模擬したケースの方がインバートのないケースより当然のことではあるが変形しにくい。しかし、初期ひび割れ発生後においてはインバートの有無による大きな差異は生じていない。実験のような荷重状態では、初期ひび割れ発生まではインバートを設置することによる変形抑制効果は非常に大きいですが、ひび割れが進行するにつれて、ひび割れ発生前のような大きなインバート効果は見られない。ただし、実トンネルにおいては、地圧の作用形態が実験とは必ずしも一致せず、インバート効果については今回の限られた実験結果だけから結論を出すことはできない。

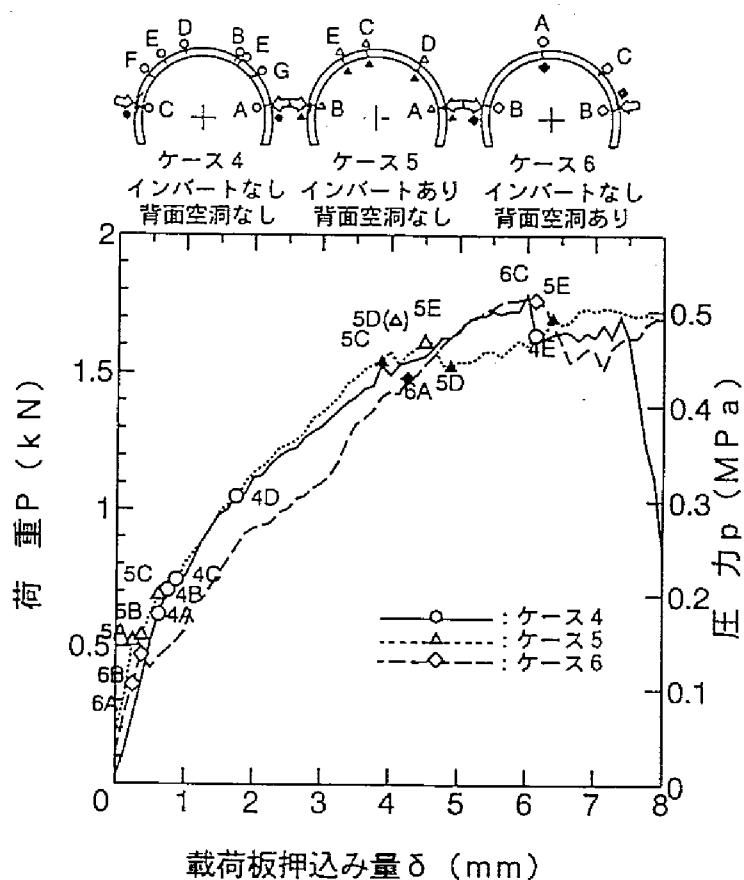


図 3.4.4 載荷重（圧力）と載荷板押込み量の関係（複線断面、脚部拘束条件・背面空洞）

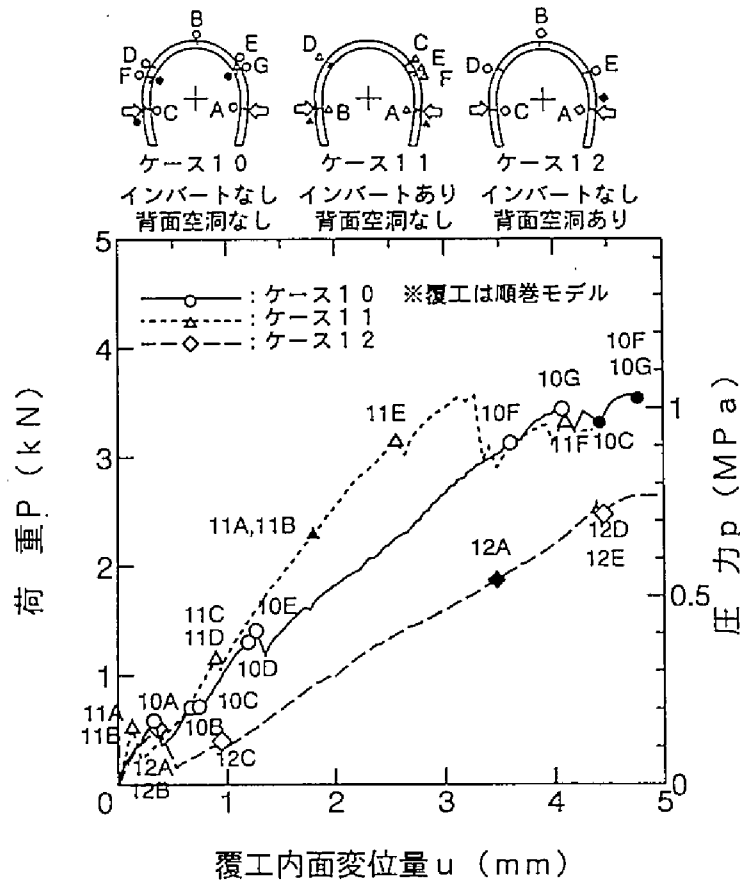


図 3.4.5 載荷重と変位の関係（単線断面、脚部拘束条件・背面空洞）

(2) 打ち継ぎ目の影響（図 3.4.6）

S L 部の打ち継ぎ目を不連続面で表現した逆巻モデルでは、供試体に軸力があまり生じていない載荷直後の供試体挙動は不連続面の摩擦に大きく影響されるが、載荷が継続され、供試体に軸力が十分導入され、不連続面がほぼ全圧縮状態となった場合には、不連続面の影響はほとんど見られず、不連続面のない順巻モデルと同様の挙動を示す。したがって、軸力が十分生じた場合の逆巻モデルにおいては、載荷位置が鉛直に近いほど変形しにくく、供試体耐力も大きいといえる。側圧が作用した逆巻モデルにおいては、不連続面での目違いや不連続面端部のせん断ひび割れが発生し、順巻モデルとの比較においても明らかに供試体剛性の低下が見られる。

また、実験においては打ち継ぎ目部を欠損がないものとして表現したが、実トンネルにおいては打ち継ぎ目部の迫めの施工が不十分であることが多く、打ち継ぎ目部の不連続性による側壁の押出し等の影響及び覆工耐力の低下はさらに大きくなると考えられる。

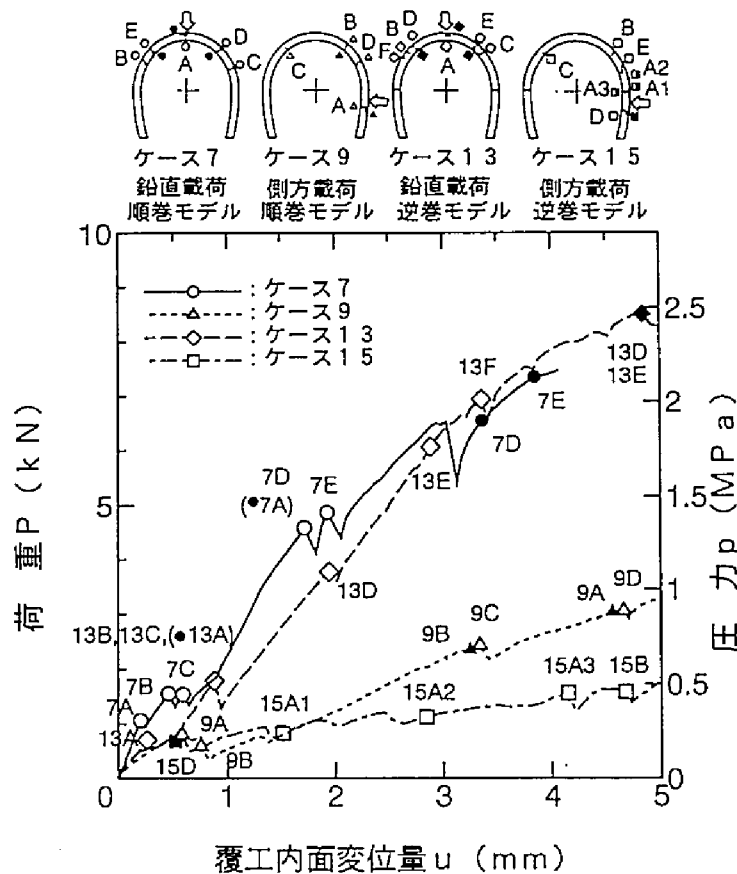


図 3.4.6 載荷重（圧力）と変位の関係（単線断面、打ち継ぎ目の影響）

3.4.4 構造的欠陥による覆工挙動への影響

(1) 背面空洞の影響（前出図 3.4.4、図 3.4.5）

山岳トンネルの在来工法に比較的好く見られる覆工天端部の背面空洞の影響を確認するために、供試体天端部の背面空洞のないケースと供試体天端部に地盤ばね材の反力が伝達しないように地盤ばねや載荷板等を1箇所取り付けない背面空洞のあるケースを比較する（図 3.4.4、図 3.4.5）。背面空洞の有無による差異は、初期ひび割れ発生まではほとんど見られないが、初期ひび割れ発生後に背面空洞がある場合には供試体耐力の大幅な低下が見られる。即ち、供試体天端部の背面空洞は初期ひび割れ発生までは供試体剛性にあまり影響を与えないが、初期ひび割れ発生後に供試体剛性を大幅に低下させるような悪影響を与えることがわかる。したがって、ひび割れ等が発生した変状トンネルでは、地盤反力を覆工に伝達でき、ある程度覆工の変形を抑制できるような裏込注入等の対策工の必要性あるいは重要性を示唆しているものと考えられる。

(2) 巻厚不足と背面空洞の影響（図 3.4.7）

前項と同様に、覆工耐力に対する構造的欠陥の影響について、天端部の巻厚が不足しており、同時に空隙が存在する場合について、横両側から側壁に載荷した場合のケース 19～22 を比較する。

図 3.4.7 に示すように、健全な覆工（ケース 19）では、ひび割れの発生に伴い構造系が変化しながらもアーチ作用により、かなりの変形量まで覆工耐力を維持

している。それに対して、既設の山岳トンネルの多くに発生していると考えられる天端覆工巻厚不足、及び覆工背面空洞という構造的欠陥を有する場合（ケース20～22）は、脆性的な破壊性状を示し、初期ひび割れ発生時にピーク荷重が発生し、その後は覆工耐力をほとんど失ってしまった。

覆工天端巻厚不足の影響をケース20（ $t=10\text{mm}$ ）とケース21（ $t=15\text{mm}$ ）と比較すると、初期ひび割れ発生までの実験曲線の勾配（覆工の初期の剛性）およびひび割れ発生後の挙動についてはほとんど差異は見られないが、初期ひび割れ発生荷重に若干の差異が見られ、天端巻厚不足度合いが、初期ひび割れ発生荷重（覆工耐力）に少なからず影響を与えることが分かる。

(3)背面空洞の範囲の影響（図3.4.8）

次に、覆工背面の空洞範囲の影響について、範囲が狭いケース20（ 60° ）と広いケース22（ 100° ）にて比較したものが図3.4.8である。初期ひび割れ発生までの実験曲線の初期勾配にはほとんど差異は見られないが、初期ひび割れ発生荷重は空洞範囲が拡大すると若干低下する。大きな差異があるのは初期ひび割れ発生後の挙動で、どちらの場合も荷重（覆工耐力）は著しく低下するが、空洞範囲が狭い場合は外力に対して若干の抵抗力を残しているのに対して、広い場合にはほとんど抵抗なく変形し、剛性を失っていることがわかる。即ち、覆工背面の空洞範囲が拡大すると地盤反力が期待できず、覆工耐力を維持できないことを示している。

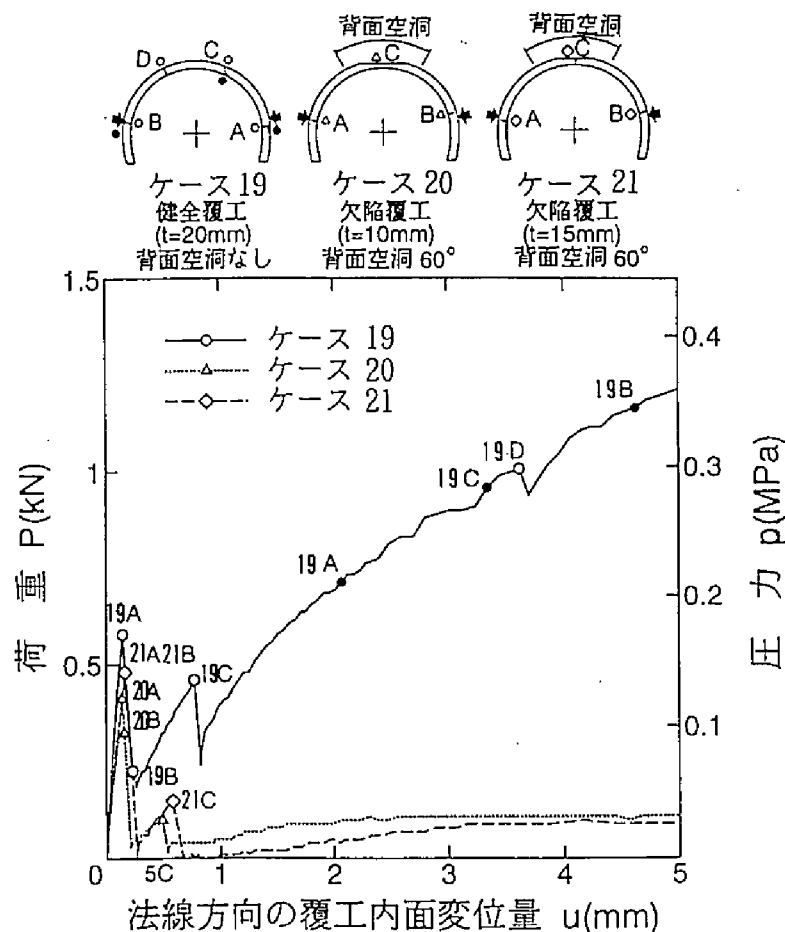


図 3.4.7 載荷重（圧力）と変位の関係（天端巻厚不足、背面空洞の影響）

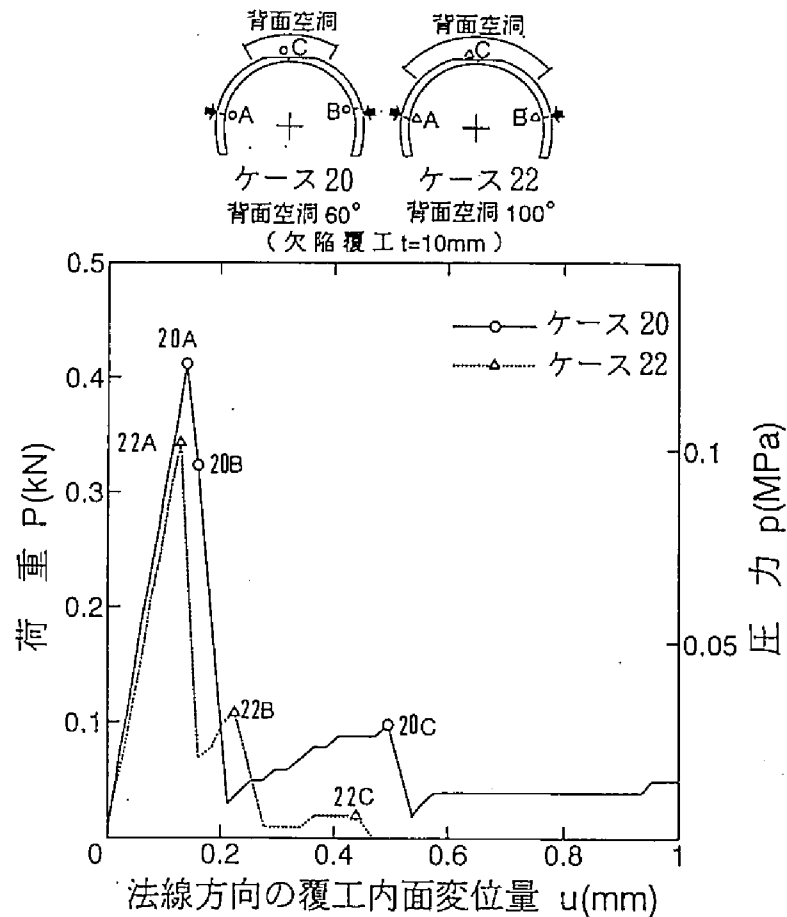


図 3.4.8 載荷重（圧力）と変位の関係（天端背面空洞範囲の影響）

3.4.5 覆工変状、構造欠陥に対する対策工の効果

(1) 裏込注入工の効果（図 3.4.9）

裏込注入工の効果について、天端巻厚が不足 ($t=10\text{mm}$) しており背面空洞 (60° 範囲) が存在している覆工模型を横両側から側壁に載荷したケースのうち、無対策の場合のケース 20、軟質材（板ゴム）による裏込注入工を施した場合のケース 23、硬質材（エポキシ樹脂）による裏込注入工を施した場合のケース 24 について比較する。裏込注入工の施し方としては、変状が生じているトンネルへの対策工をイメージし、欠陥覆工模型を無対策の状態でも横両側より載荷し、載荷位置の覆工内側、天端覆工外側に引張りひび割れが発生した後に、あらかじめ空洞の形状に作製した裏込注入材を設置し、地盤ばね材をセットして反力が発生するようにして載荷を続行した。なお、図 3.4.9 は対策を施して載荷を再開した時点をも原点に移動している。

図 3.4.9 から分かるように、裏込注入工を施したケース 23、24 は、無対策のケース 20 に比べて、変位が進むにつれ荷重が大幅に増加している。つまり、裏込注入工を施したことにより覆工剛性が大幅に回復し、覆工耐力が強化されたことが分かる。

また、裏込注入材の剛性の違いによる効果の差は、材料剛性が大きいと若干荷

重が大きくなり裏込注入工の効果も大きいと考えられるが、顕著な効果の差があるとは言えない。これより、地盤が軟質の場合、背面空洞への裏込注入工は覆工耐力の強化に大きな効果を発するが、その効果の程度は注入材料の剛性に大きくは左右されないことが分かる。

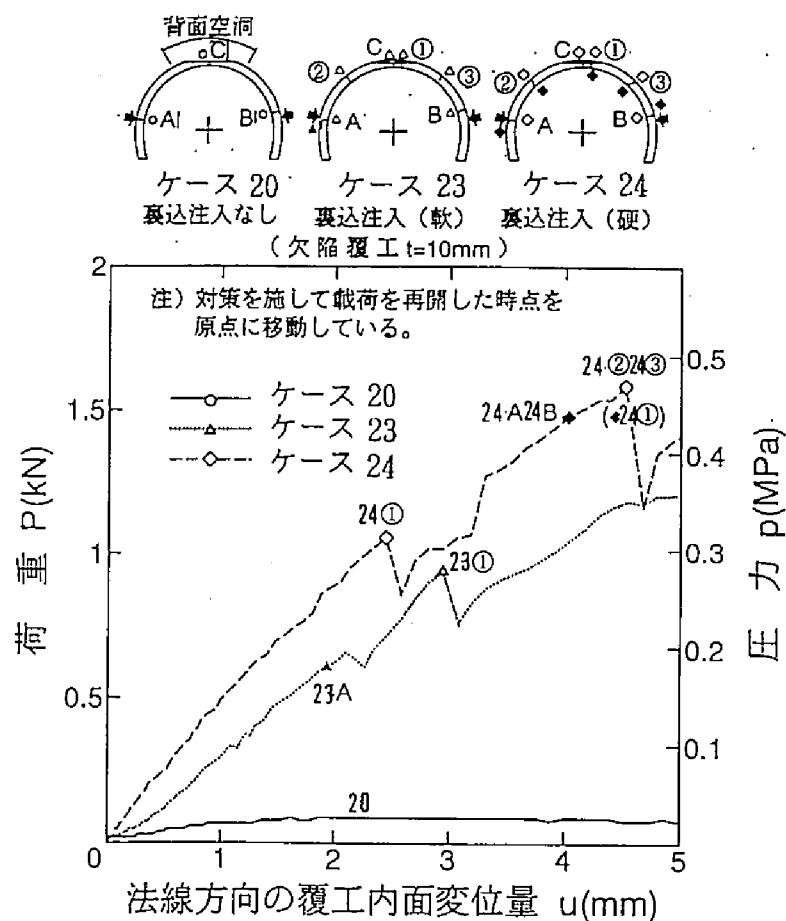


図 3.4.9 載荷重と変位の関係（背面空洞への裏込注入工の効果）

(2) 内面補強工の効果（図 3.4.10）

覆工内面の引張領域に補強材を接着する内面補強工の効果については、図 3.4.10 に示した、構造欠陥のない覆工模型を天端から鉛直に載荷したケースで、無対策の場合のケース 16、鋼板接着（ブリキ板 $t=0.3\text{mm}$ ）を施した場合のケース 17、炭素繊維シート補強（繊維量 50g/m^2 ）を施した場合のケース 18 について比較する。内面補強工の施し方は、裏込注入工の場合と同様に、変状が生じているトンネルへの対策工をイメージし、無対策の覆工模型を鉛直載荷し、載荷位置の覆工内側に引張ひび割れが発生した後に 7 ステップ（載荷板押込み量 $\delta=0.14\text{mm}$ ）載荷を続行し、載荷状態を保持したままで内面補強工を施し、接着剤硬化のための一定の養生時間が経過した後に載荷を再開した。なお、図 3.4.10 は対策を施して載荷を再開した時点をもとに移動したものである。

図 3.4.10 より、内面補強工を施したことにより、無対策の覆工の耐力を大きく上回る覆工耐力が得られることが確認できる。また、覆工は内面補強工により変

形しにくくなり、補強材の剛性の高い（鋼板接着）方が変形抑制効果はより大きいことが分かる。つまり、内面補強工は、その剛性に応じて、覆工の変状進行抑制に高い効果を期待できると言える。しかしながら、内面補強工の施工箇所端部に応力集中が起こり、新たな弱点となり得るので注意が必要である。

また、剛性の高い鋼板を接着したケース 17 は、鋼板剥離による急激な荷重低下が起こり、脆性的な挙動を示した。これに対して、鋼板より剛性の低い炭素繊維シートを接着したケース 18 は、炭素繊維の剥離、破断が徐々に発生するため、急激な荷重低下は発生せず、延性的な破壊挙動を示した。これより、過大な剛性の補強材を用いると変形抑制効果が大きい反面、急激な破壊挙動を示すので、対策工の設計においては、内面補強工の剛性をいたずらに大きくするのではなく、予想される地圧、許容できる変位を考慮して、適切な補強材剛性および補強範囲を決定する必要がある。

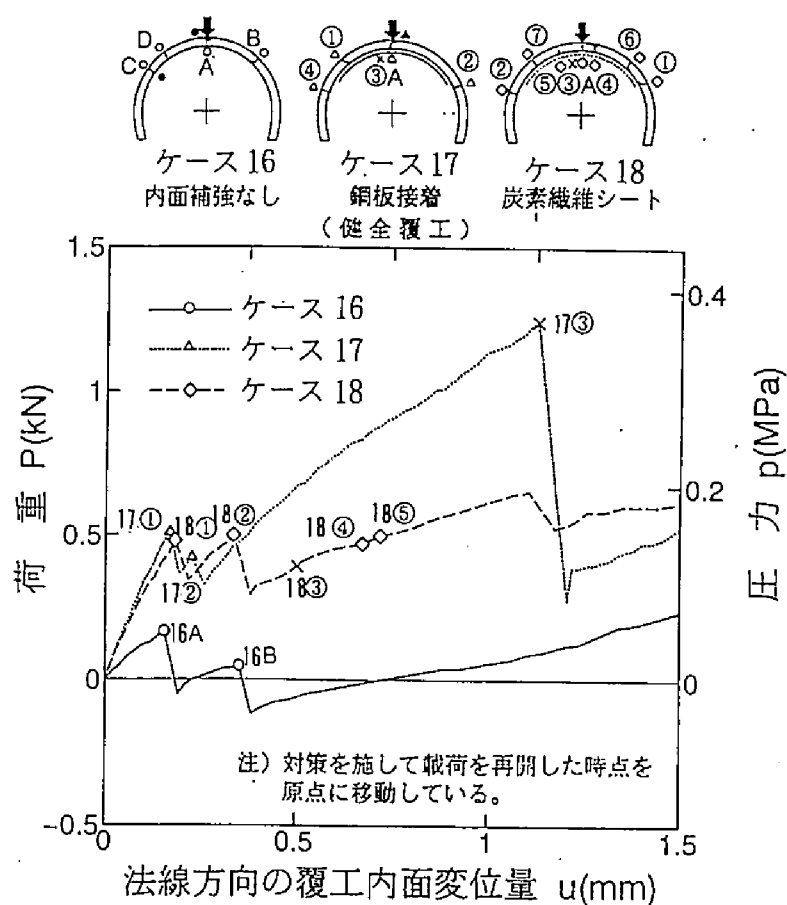


図 3.4.10 載荷重(圧力)と変位の関係（内面補強工の効果）

3.5 結言

トンネル変状現象の傾向を基に、模型実験析によって覆工の力学挙動特性の検討を行った。

得られた結果は以下のようにまとめられる。

- (1) 覆工と地盤の相互作用が表現でき、3次元実験が可能な新しい覆工模型実験装置を開発した。これにより地盤条件、地圧条件、覆工構造等をパラメータ

とした各種比較実験が容易に行えるようになった。

- (2) 覆工の力学挙動の特徴として従来の経験的知識を確認するとともに新しい知見を得た
 - ①トンネル覆工は鉛直圧に対して変形性・耐力にすぐれ、側圧に弱い。特に単線トンネルは側圧に弱い。
 - ②インバートの効果は、今回の実験における荷重条件では十分に確認できなかった。特に、単線トンネル側壁部への部分荷重に対して効果が見られないという結果になった。
 - ③逆巻覆工は、迫め部の欠陥がなく側壁に十分な軸力が発生していれば問題はないが、軸力が発生しておらず側圧が作用した場合には重大な欠陥となる。
- (3) トンネル覆工に地圧が作用すると、一般的にまず、地圧の作用位置の覆工内面側に引張りひび割れが発生し、次に地圧作用位置から少し離れた覆工背面側に引張りひび割れが発生し、さらに地圧作用位置の背面側に圧ざが生じる。
- (4) トンネル覆工は構造欠陥がない場合、ひび割れが生じてからも構造全体として粘りを持ち、建築限界を支障する以前に崩落等の状況は生じにくい。このことは、変状トンネル覆工の内空変位測定による管理の重要性を表している。
- (5) 覆工の構造的欠陥（天端巻厚不足背面空洞）が、覆工剛性および耐力の低下に顕著に関連していること、変状対策としての裏込注入工や内面補強工は十分な効果を発揮することが確認できた。
- (6) 天端が巻厚不足で背面空洞が存在すると、天端の地盤反力が得られないので、側圧に対する覆工の剛性、耐力を著しく低下させ、初期ひび割れが発生した後は、ほとんど剛性を失ってしまう。また、空洞範囲が大きいと地盤反力がより期待できなくなるので、耐力の低下へとつながる。
- (7) 背面空洞に裏込注入工を施すと、覆工に地盤反力を伝達することができ、覆工の剛性耐力を回復することができる。また、裏込注入工の効果は、注入材の剛性にはあまり依存しないことが、実験結果より確認できた。これは、軟質な地盤においては、地盤反力のある程度伝達できる材料であれば、裏込注入工の効果を十分発揮することを示唆している。
- (8) 曲げ引張作用により変状を起こした覆工に内面補強を施すと、変形の抑制効果が大きく、大幅な剛性の回復、または健全覆工を上回る耐力を得ることが確認できた。ただし、内面補強工施工箇所の端部に応力が集中し、新たな弱点となる場合があるので注意が必要である。
- (9) 今回の実験では、鋼板接着の場合は使用した材料の剛性（補強量）が大きく、覆工の変形抑制効果が過剰であったので、脆性的な破壊形態を示した。これに対して、剛性の小さい炭素繊維シート補強の場合は、急激な破壊形態を示さず、延性的な破壊形態を示した。
- (10) 前項の知見から、内面補強工を施す場合は、材料剛性をいたずらに大きくするのではなく、予想地圧、許容変位を考慮した適切な剛性および接着範囲を設計することが必要である。

参考文献(第3章)

- 1) Asakura,T., Ando,T., Omata,F., Wakana,K., Saito,M., Tanaka,Y., Kawakami,Y. : Reinforcement of Deformed Tunnel Lining, Proc. of Int. Symp. "Underground Transportation Infrastructures" in Toulon , 1993.10
- 2) Asakura,T., Kojima,Y., Nakata,M., Sano,N., Omata,F., Wakana ,K. : Counter- measure for Deformed Tunnel Lining by Inner Reinforcement , Proc. of 8th Int. Cong. on Rock Mechanics , 1995.9
- 3) Asakura,T., Kojima,Y., Ando,T., Sato,Y. , : Analysis on the Behavior of the Tunnel Lining - Experiment and Simulation on Double Track Tunnel Lining- , QR of RTRI, Vol.33, No.4, 1992.11
- 4) Asakura,T., Sato,Y., Ando,T., Kojima,Y. : Analysis on the Behavior of the Tunnel Lining (2) - Experiment and Analysis on Single Track Tunnel Lining- , QR of RTRI, Vol.34, No.3, 1993.8
- 5) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘、佐藤豊、松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する研究、土木学会論文集 No.493/Ⅲ-27、1994. 6
- 6) 朝倉俊弘、安東豊弘、小俣富士夫、若菜和之、松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果、土木学会論文集 No.493/Ⅲ-27、1994.6
- 7) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘：トンネル覆工の力学挙動解析－複線トンネル覆工模型実験のシミュレーション－、トンネル工学研究発表会論文報告集、第1巻、1991.12
- 8) 朝倉俊弘、安東豊弘、小島芳之、川上義輝：トンネル覆工の力学挙動解析(2)－単線トンネル覆工模型実験とシミュレーション解析－、トンネル工学研究発表会論文・報告集、第2巻、1992.10
- 9) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘、佐藤豊、松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動解析(3)－トンネル覆工の3次元解析－、トンネル工学研究発表会論文・報告集、第3巻、1993.11
- 10) 朝倉俊弘、安東豊弘、中田雅博、佐野信夫、若菜和之：変状対策としての内面補強工の効果に関する実験的研究、トンネル工学研究発表会論文報告集、第4巻、1994.11
- 11) 朝倉俊弘、小島芳之、中田雅博、若菜和之、松岡茂：トンネル覆工の力学挙動評価への有限要素法解析の適用性に関する研究、トンネル工学研究発表会論文報告集、第5巻、1996.11
- 12) 朝倉俊弘、松本吉雄、小島芳之、川上義輝：トンネル覆工の力学挙動解析、第8回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、1990.11
- 13) 朝倉俊弘、安東豊弘、佐藤豊、小俣富士夫、若菜和之、川上義輝：トンネル覆工欠陥の影響と対策工の効果、第9回岩の力学国内シンポジウム講演論文集、1994.1
- 14) 朝倉俊弘、小島芳之、川上義輝：トンネル覆工の力学挙動解析(1)－複線トンネルの覆工模型実験－、土木学会第45回年次学術講演会、1990.9
- 15) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘、川上義輝：トンネル覆工の力学挙動解析(3)－単線トンネルの覆工模型実験－、土木学会第47回年次学術講演会、1992.9
- 16) 朝倉俊弘、小島芳之：トンネル覆工の力学挙動解析－複線トンネル覆工模型実験－、鉄道総研報告、Vol.5、 No.7、 1991.7
- 17) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘：トンネル覆工の力学挙動解析(2)－単線トンネル覆工模型実験－、鉄道総研報告、Vol.6、 No.9、 1992.9
- 18) 朝倉俊弘、小島芳之、佐藤豊、安東豊弘：変状トンネルの合理的な補強法、鉄道総研報告、 Vol.8、 No.8、 1994.8
- 19) 斉藤徹、白井慶治、飯塚全、高木盛男、土屋敬、岩井徳雄：模型実験によるトンネル覆工の耐力に関する研究、鉄道技術研究報告、No.779、1971.10.
- 20) 今田徹、他：トンネル覆工の強度に関する実験報告(1)、土木研究所資料第921号、1974：同(2)、第922号、1974、：同(3)、第991号、第991号、1975、：同(4)、第1100号、1976
- 21) 江守一郎、D.J.シューリング：模型実験の理論と応用、技報堂、1973.

第4章 数値解析による山岳トンネル覆工の力学挙動評価

4.1 緒言

前章においては、模型実験により、各種の地圧条件、構造条件における覆工の力学特性を考察した。模型実験では、実験装置のメカニズムからくる制約上、実験条件、実験ケース数が限定されるため。本章では、さらに、数値解析によりトンネル覆工の力学的挙動特性を一般化して検討する。

解析手法としては、覆工を梁で、地盤をばねでモデル化する骨組解析を用いて、トンネル覆工模型実験の結果得られたトンネル覆工の力学挙動特性を検討する。このとき、問題となるひび割れについては、回転ばね、ピンによりモデル化して、その適用性について検討した。また、実験結果のシミュレーション結果に基づき、地盤ばね、覆工構造、覆工欠陥、対策工等に関する各種パラメータ解析を実施し、各パラメータの覆工挙動に対する影響を検討した。

また、併せて覆工を有限個のファイバーの組み合わせでモデル化し、一つの梁要素とみなすファイバーモデルにコンクリートのひび割れ処理を組み合わせで解析を行う、複合部材解析も行った。

4.2 骨組解析

4.2.1 解析モデル^{1),2)}

解析には（財）鉄道総合技術研究所が開発保有する骨組解析プログラム「SAP」³⁾を使用した。このプログラムは、覆工を多角形の梁材とし、地盤を節点集中のばね材（図4.2.1）とした梁・ばねモデルを解析することができる。梁材と梁材の結合条件は相対回転角に応じて曲げモーメントを伝達する回転ばねで表現できるようになっており、この機能を用いて覆工のひび割れ発生位置に回転ばねを配置してモデル化すれば、ひび割れ発生後の挙動についても解析が可能となる。

さらに、このプログラムは二重巻覆工を別構造系の多角形の梁材としてモデル化し、1次と2次の覆工間に働く力を節点間に作用させた層間ばね（法線方向ばね、せん断ばね、図4.2.2参照）で表現した二重巻覆工モデルの解析もできるものとなっている。また、二層構造モデルの解析では、1次構造系モデルで解析を行い、解析途中で2次構造系モデルを付加した状態で解析を継続することができる（ステップ解析）。この特徴を利用して、変状対策工効果を裏込注入材や内面補強材を梁部材としてモデル化することにより、覆工との二層構造でシミュレートした。

解析モデルは、覆工材を線形弾性梁、地盤ばねを地盤ばね材のばね特性を考慮してバイリニアの非線形弾性とした。ただし、接線方向地盤ばねは物性試験により算出した法線方向地盤ばねの $1/3$ ⁴⁾とした。また、覆工供試体の曲げ引張強度 f_{bk} は、一軸圧縮強度 f'_{ck} から $f_{bk}=0.42f'_{ck}^{2/3}$ の式を用いて推定した⁵⁾。なお、裏込注入材、内面補強材などについては、線形弾性としている。

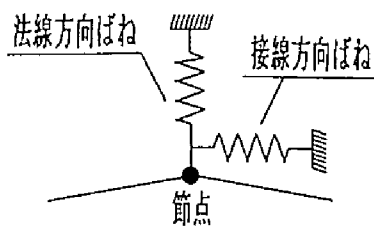


図 4.2.1 地盤ばねモデル

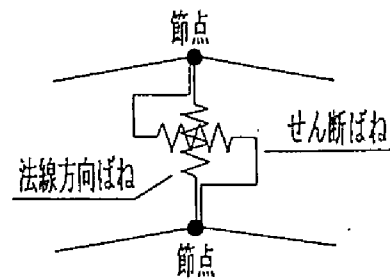


図 4.2.2 層間ばねモデル

解析は図 4.2.3 に示すように、弾性的な挙動を示す初期ひび割れ発生までの 1 次モード解析と初期ひび割れを弾性回転ばねで表現し、新たに 2 番目のひび割れが発生するまでの 2 次モード解析について行った。なお、逆巻モデルの不連続面は、弾性ヒンジとして表現し解析を行うこととした。

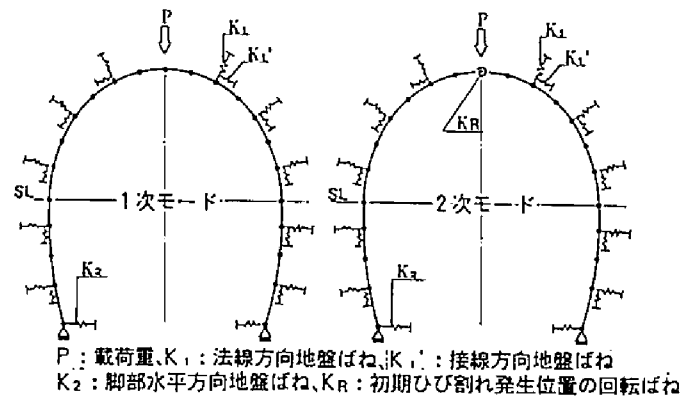


図 4.2.3 骨組解析モデル (ケース 7 の場合)

4.2.2 シミュレーション解析

図 3.4.2 に示した実験結果に解析値を加筆した図 4.2.4 により、シミュレーション解析の方法を示す。シミュレーション解析でのひび割れ発生は供試体の縁応力が一軸圧縮強度から推定した曲げ引張強度（複線では約 3.2MPa、単線では約 4.6MPa）に達した場合とした。初期ひび割れが発生すると実験では急激な荷重低下がみられるが、この現象を骨組解析により連続して解析することはできない。そのため本解析では、原点と実験での 2 次ひび割れ発生位置 SB を通過する直線を 2 次モードの解析直線とし、2 次モードの解析直線は初期ひび割れ発生位置に弾性回転ばねを配置し、1 次モードの回転ばね定数 K_R を無限大から 0 に徐々に変化させながら逆解析により回転ばね定数 K_R を算出した。

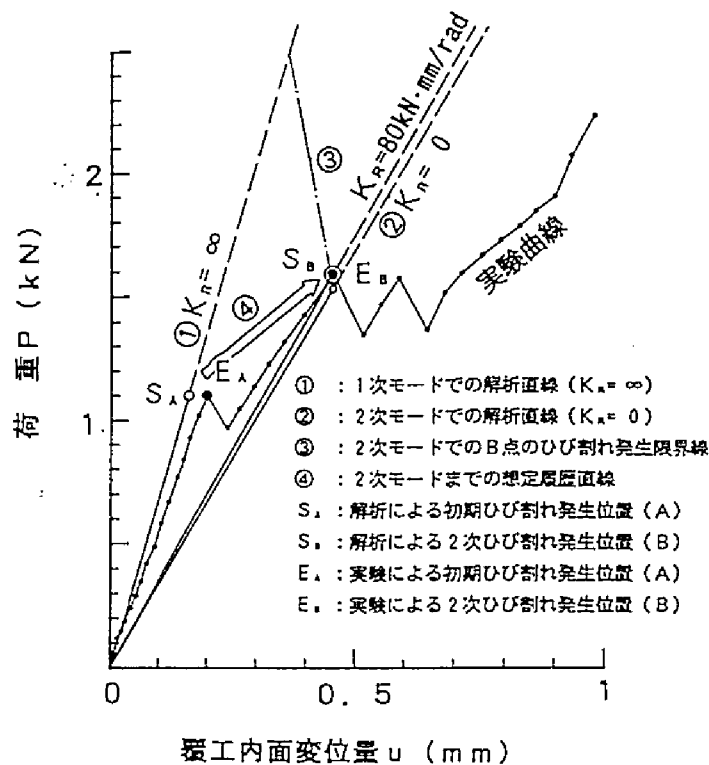


図 4.2.4 骨組解析のシミュレーションの手順(ケース 7)

図 4.2.5 は、ケース 1～3 のシミュレーション解析結果である。シミュレーション解析により得られた初期載荷時、1 次モード、2 次モードの各段階のひび割れ発生位置、覆工変位、モーメント分布をケース毎に、また、実験での法線方向の覆工内面変位量を合わせて整理したものである。なお、解析での初期載荷時のモーメント及び変位が各ケース異なるのは、実験での載荷位置が異なるために各ケースの地盤ばね配置が同じにならず、載荷位置以外に同じ圧縮量を加えても供試体と地盤ばねの相互作用により全て均等な荷重とならなかったためである。

シミュレーション解析のひび割れの発生位置及びその順序、覆工変位は、実験結果をよくシミュレートできている。しかし、側壁脚部を可動としてインバートのない場合を模擬したケースにおいては、側壁脚部の摩擦を解析では表現できないため実験での側壁脚部の変位量より解析値が若干大きくなる傾向となった。側壁脚部を固定としたインバートのある場合を模擬したケースでは実験値と解析値が非常によく一致した。また、全周に載荷した初期載荷の影響は、供試体に主に軸力として作用し、部分的な荷重には初期載荷を行わない場合よりも変形しにくくなる。

なお、 K_R の値は各ケースによって異なるが、各ケースの K_R の解析直線と、 $K_R=0$ としたヒンジの場合の解析直線の勾配には大きな差異は生じず、設計等の実務上は、ヒンジとして扱うことが、若干安全サイドとなり、妥当であると考えられる。

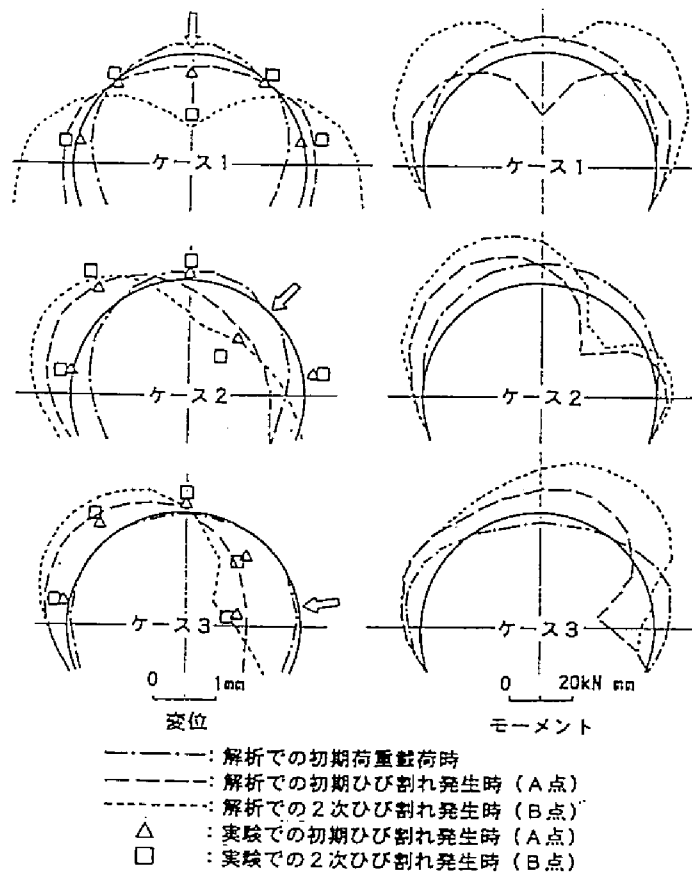


図 4.2.5 シミュレーション解析結果
(ケース 1～3)

4.2.3 対策工効果のシミュレーション

対策を施さないケースについては、初期ひび割れ発生後に別のひび割れが発生するまで、対策（裏込注入あるいは内面補強）を施すケースについては、初期ひび割れ発生後に対策工を施してから新たな変状（ひび割れ）が発生するまでについてシミュレーションを実施した。

(1) 解析モデル

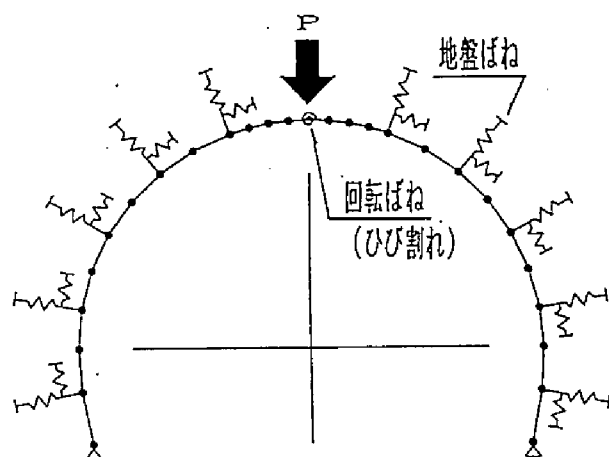
図 4.2.6 に示している例は、ひび割れ後に内面補強工（鋼板接着）を施したケース 2 の解析に用いた梁ばねモデルである。

- は内面補強工施工前の解析モデルで、覆工を線形弾性梁材、地盤を地盤ばね材（硬質円筒形ゴム）の材料特性を考慮した非線形弾性の特性を有する節点集中の法線方向ばねと法線方向ばねの $1/3$ のばね定数を持つ接線方向ばねで表現し、ひび割れ（載荷位置）は弾性回転ばねを配置することでモデル化した。
- は内面補強工施工後の解析モデルで、内面補強材（鋼板）を線形弾性梁材、内面補強材の接着による拘束力を層間ばね（法線方向ばね、せん断ばね）にてモデル化し、(a) の解析モデルに付加したものである。

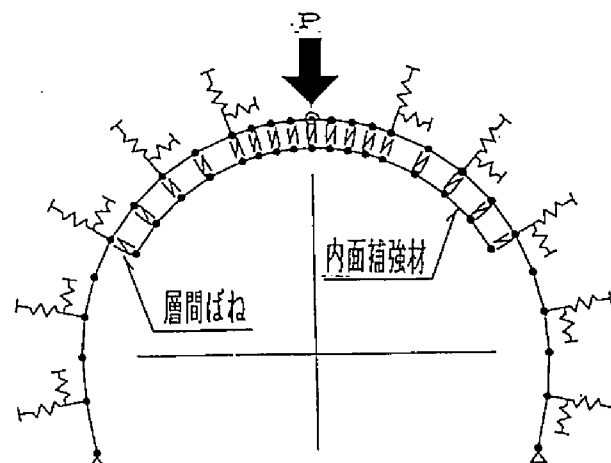
(2) 層間ばねの選定

層間ばね（法線方向ばね、せん断ばね）は、基本的には梁モデル化により決定した1次および2次の構造系の節点間の材料の圧縮変形、せん断変形により算出する。しかしながら、内面補強工の場合、数種類の材料が層を形成しているので、ばね定数がどの層（材料）に依存するのか、どの層を合成すれば良いのかが明確でない。

そこで、図 4.2.7 に示すような、覆工模型と同寸の断面を有するセメントモルタル造の梁部材（20×60×200mm）を作製し、その梁部材に鋼板接着や炭素繊維シート補強を施したものの曲げ試験を行った。また、その梁供試体を図 4.2.8 に示すようにモデル化し、層間ばねを合成する材料要素を変化させてばね定数を算出し、SAPを用いてシミュレーションを実施し、曲げ試験結果と比較検討を行った。結果の整理は、梁部材スパン中央のたわみ量 u と荷重 P の関係、つまり変形性（ u/P ）にて行った。



(a) 内面補強工施工前



(b) 内面補強工施工後

図 4.2.6 対策工の解析モデル
(ケース 17 の場合)

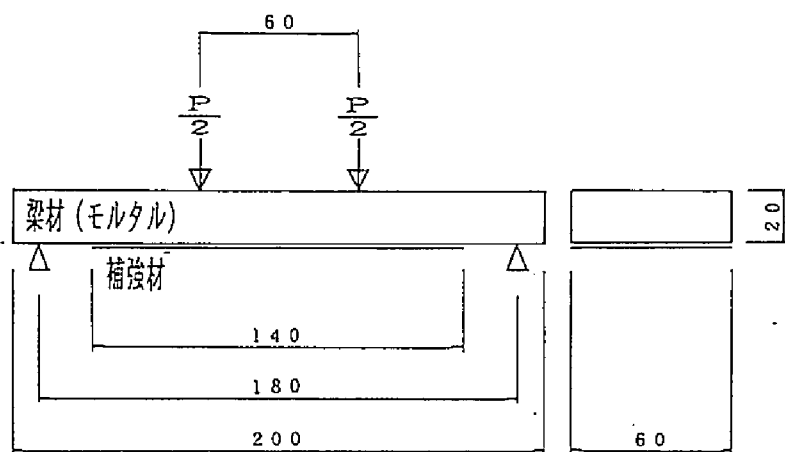


図 4.2.7 梁供試体及び梁曲げ試験法

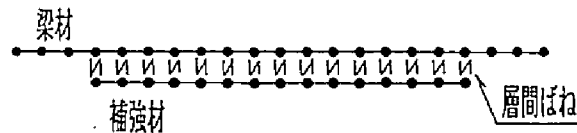


図 4.2.8 梁供試体解析モデル

試験およびシミュレーションの結果を表 4.2.1 に示す。当初、層間ばね値はセメントモルタル、接着剤、補強材のうちで強度的に弱いと考えられるセメントモルタルに依存すると考えていたが、S A P による解析結果は、ばね定数算出において合成する材料要素を変化させても大きく変動せず、どの場合も実験値とかなり近い値を示した。これより、ばね定数算出にあたっては、層を形成している材料全てを合成して行うこととした。また、内面補強工の実験において、接着剤がセメントモルタルをつかんだ形で剥離を生じたので、法線方向ばねの引張限界（引張限界を超えるとばねが作用しなくなる）をセメントモルタルの引張強度により決定することとした。

表 4.2.1 梁曲げ試験及び解析結果

試験ケース	実験結果	解 析 結 果			
		層間ばね算出にて合成した材料			
		モルタル	接 着 剤	モルタル + 接 着 剤	モルタル + 接 着 剤 + 補 強 材
無 補 強	1. 9	1. 9			
銅 板 接 着	1. 3	1. 2	1. 2	1. 3	1. 3
炭素繊維シート	1. 7	1. 7	1. 7	1. 7	

注) 表の値は、梁部材スパン中央のたわみ量 u と荷重 P の関係を示す変形性 u/P ($\times 10^{-4}$ mm/N) である。
表に示されるように、層間ばねのばね定数は、 u/P の値に対して影響が小さいことがわかる。

(3)シミュレーションの手順

図 4.2.9 は、図 3.4.10 に示したケース 17 の実験およびシミュレーションの荷重 P と載荷位置での覆工内面の変位量 u の関係を示したもので、これを例としてシミュレーション手順の説明を行う。

初期ひびわれ発生までは弾性回転ばね K_R を無限大（剛結合）として解析する。
（解析直線①）

次に、初期ひび割れが発生してから 7 ステップ載荷した後に、内面補強工を施すために載荷を中断した時点 S(I) に一致するような弾性回転ばね K_R を逆解析により算出する。算出した K_R を用いて S(I) の段階まで解析を実施し（解析直線②）、 K_R はそのまま内面補強材、層間ばねを付加し、対策後の載荷再開（E(I)）から新たなひび割れ発生（E ①）までの増加分の荷重を加えて解析を継続する。（解析

直線③)

図 4.2.9 から、解析直線①～③の勾配より、実験値を良くシミュレートできていることがわかる。ただし、解析では、実験での内面補強工の施工・養生のための時間経過に伴い発生する応力緩和（S(I)－E(I)）を表現できないので、S(I)が内面補強工施工後の載荷（解析）再開時点となる。

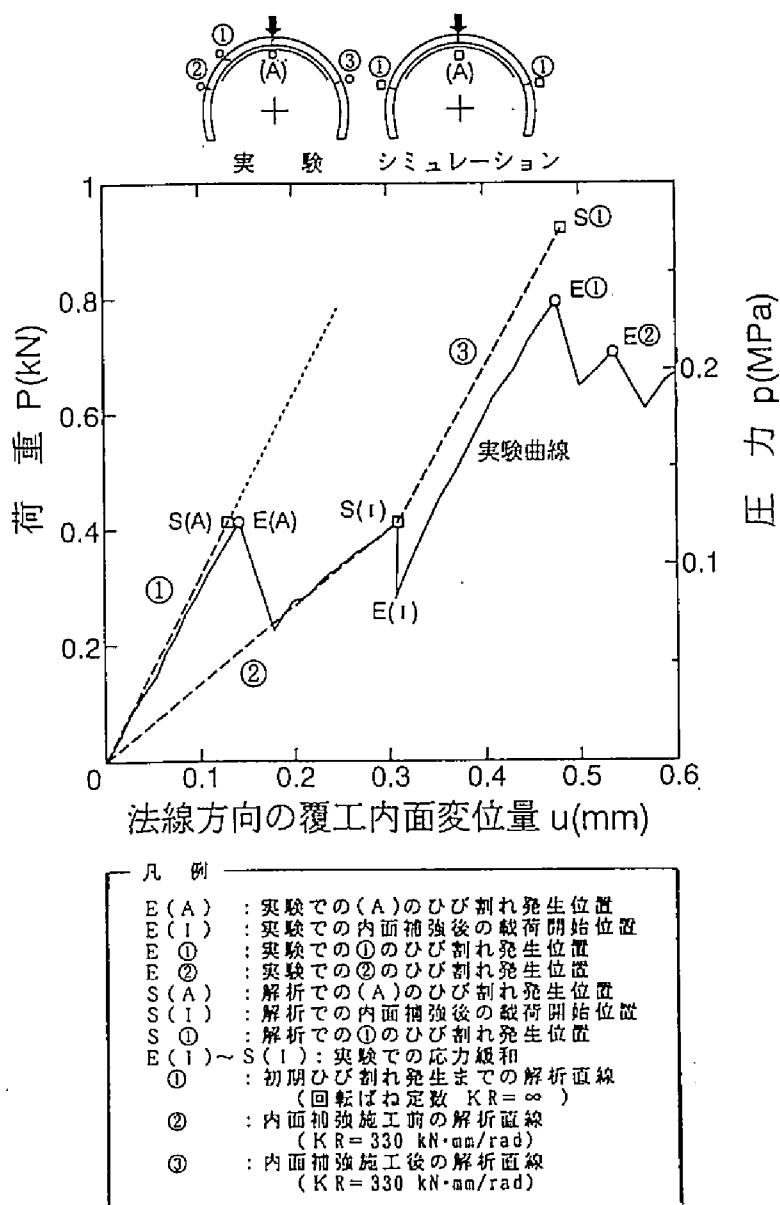
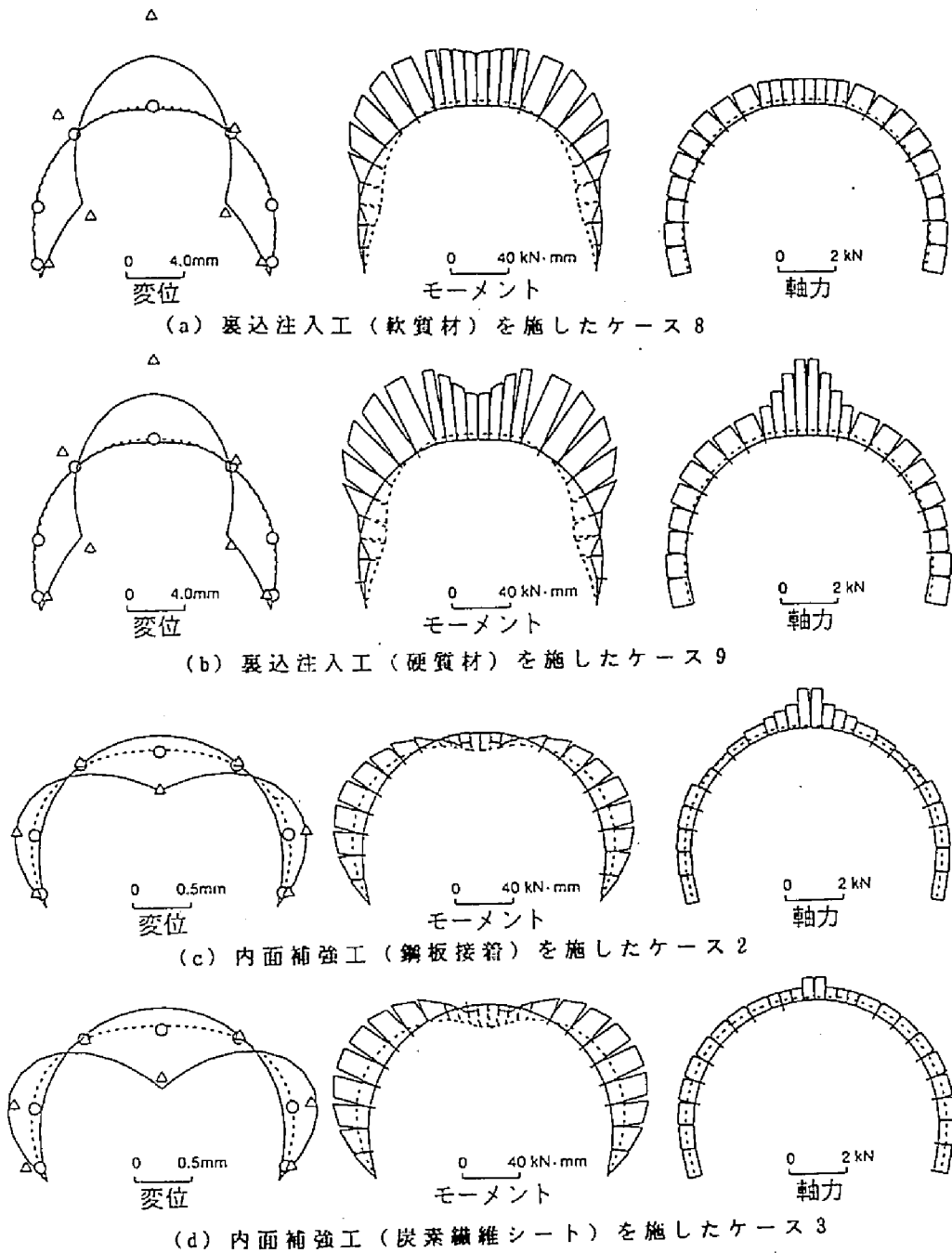


図 4.2.9 対策工シミュレーションの手順
(ケース 17 の場合)

(4)シミュレーション結果

対策工モデルについて、シミュレーションにより得られた各モード（初期ひび割れ発生時点、対策工施工後に最初にひび割れが発生した時点）での覆工変形状況、断面力（モーメント、軸力）を図 4.2.10 に示す。

裏込注入を施工したケースでは天端覆工変位に若干の差異が見られるが、全体的には対策工を施した場合の覆工の変形状況を良くシミュレート出来たと言える。



シミュレートした段階	シミュレーション荷重 (kN)				
	ケース 8	ケース 9	ケース 2	ケース 3	
初期ひび割れ発生時	0.34	0.41	0.41	0.50	○ : 実験での初期ひび割れ発生時の変位量 △ : 実験での対策後の最初のひび割れ発生時の変位量 : 解析での初期ひび割れ発生時の変形状況、断面力 —— : 解析での対策後の最初のひび割れ発生時の変形状況、断面力
対策後の新たなひび割れ発生時	0.99	1.1	0.92	1.0	

図 4.2.10 対策工のシミュレーション結果

4.2.4 パラメトリック解析

(1) パラメトリック解析の着目点

図 4.2.11 は東海道新幹線の標準内空断面と建築限界の関係を示したものであり、覆工内面と建築限界間の最小余裕は約 50mm である。たとえば複線トンネルの模型実験の縮尺は 1/30 であるため、模型実験上では最小余裕は約 1.7mm と非常に

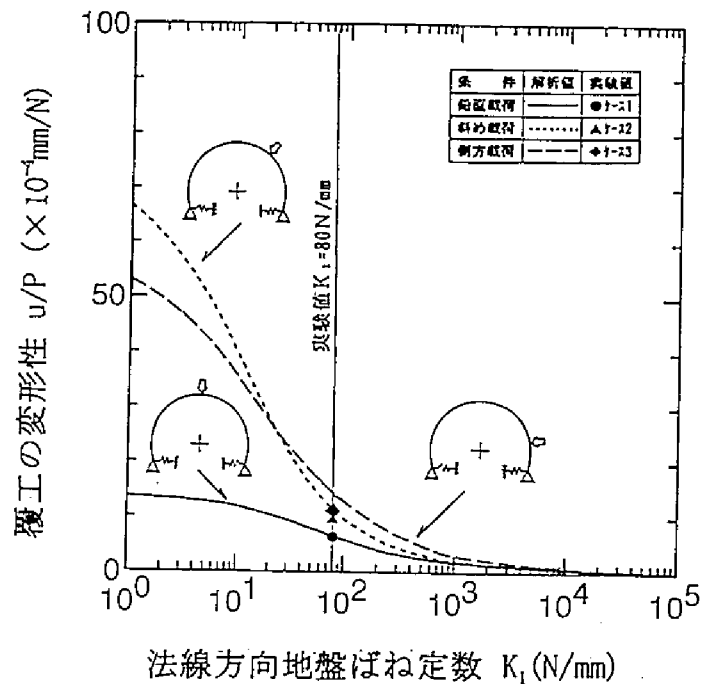


図 4.2.12 覆工の変形性と地盤ばね定数の関係（複線断面、載荷位置による違い）

図 4.2.13 は単線断面において、載荷位置をパラメータとした場合の解析結果である。単線断面の場合も複線断面と同様に、載荷位置が鉛直に近いほど覆工が変形しにくく、覆工耐力が大きいといえる。複線断面と異なる点は、 K_1 が増加してもアーチ部に載荷したケースと側圧を作用させたケースの変形性の差異はほとんど変化しないことにある。この違いは、単線断面は複線断面に比べ縦長の形状であり、かつ側圧の作用位置が側壁のほぼ中央と高かったためと考えられる。

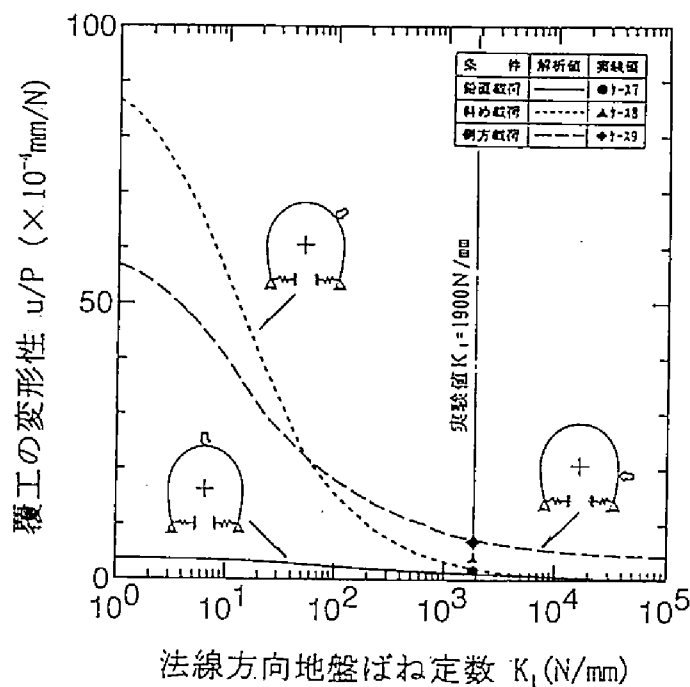


図 4.2.13 覆工の変形性と地盤ばね定数の関係（単線断面、載荷位置による違い）

(3) 覆工構造に関するパラメータ解析

図 4.2.14 は複線断面において、インバートの有無と背面空洞の大きさをパラメータとした場合の解析結果である。インバートの変形抑制効果は地盤強度が低いほど大きく、また、覆工天端の背面空洞の影響は空洞範囲が大きいほど変形しやすく悪影響を及ぼすことがわかる。

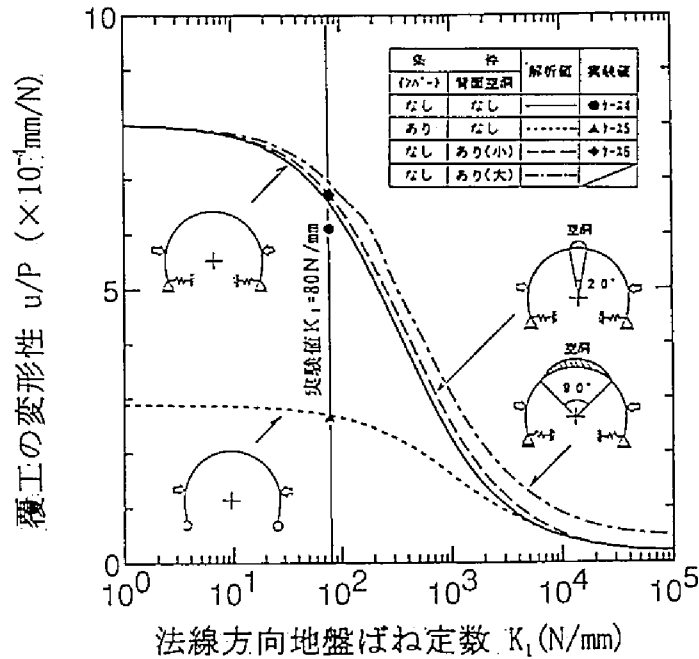


図 4.2.14 覆工の変形性と地盤ばね定数の関係
(複線断面、インバート効果・背面空洞の影響)

図 4.2.15 は単線断面において、インバートの有無と背面空洞の有無をパラメータとした場合の解析結果である。単線断面の場合も複線断面と同様であるが、インバートの効果は初期ひび割れ発生までの 1 次モードでは複線断面に比べ非常に大きいことがわかる。

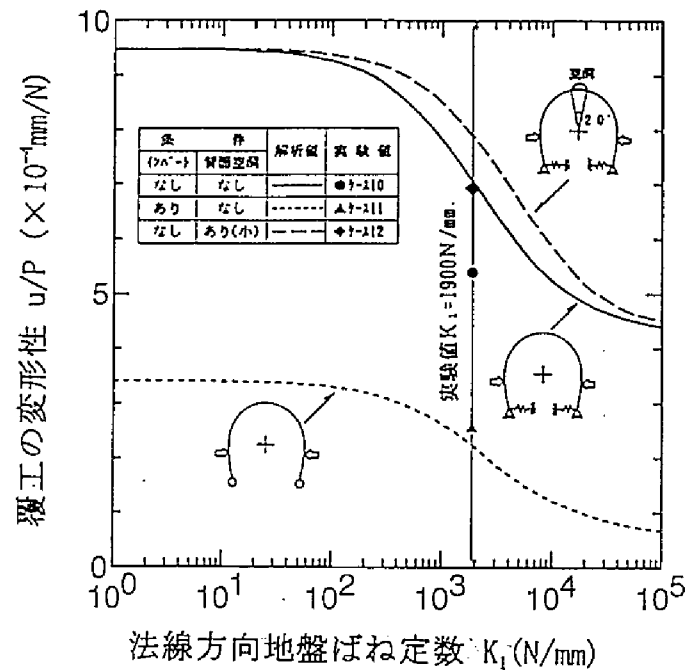


図 4.2.15 覆工の変形性と地盤ばね定数の関係
(単線断面、インバート効果・背面空洞の影響)

図 4.2.16 は複線及び単線の断面形状による差異を比較するため、単線断面のパラメトリック解析結果を複線断面の縮尺 1/30 に合わせたものである。単線断面のパラメトリック解析結果は、相似則により覆工の変形性 u/P を 1.5 倍し、法線方向地盤ばね定数 K_1 は 0.67 倍したものである。縦長の単線断面が複線断面に比べ、鉛直载荷に対し変形しにくく側圧に対し変形しやすいことがわかる。

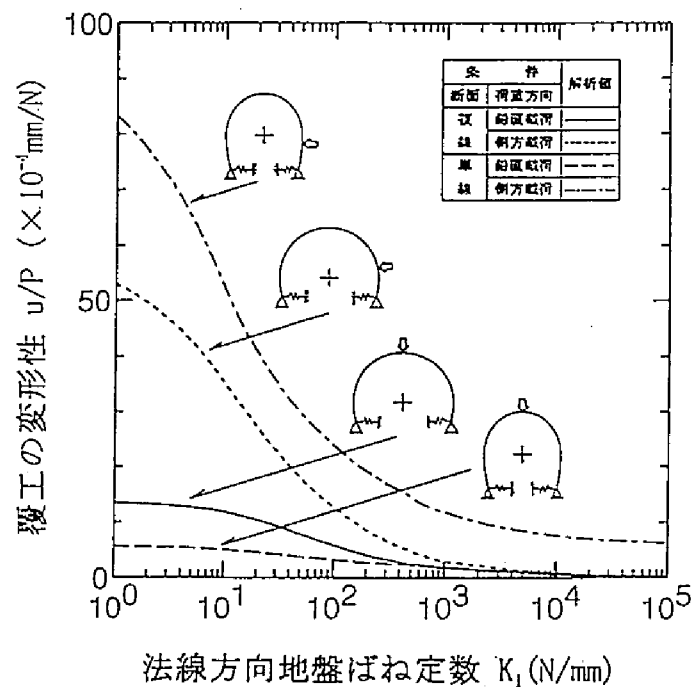


図 4.2.16 覆工の変形性と地盤ばね定数の関係
(複線断面と単線断面での载荷位置の違い)

(4)対策工に関するパラメータ解析

天端覆工巻厚、裏込注入材の剛性、内面補強材の板厚のそれぞれのパラメータが覆工の変形にどのような影響を与えるかについて感度解析を行い、弾性的挙動を示す初期ひび割れまで、あるいは対策工施工後に新たにひび割れが発生するまでの覆工の変形性 u/P (数値が大きいと変形しやすく、小さいと変形しにくいことを示す) に着目して、結果を整理した。なお、対策前に発生していると仮定したひび割れはピンにて表現し解析を実施している。

a)天端覆工巻厚不足の影響 図 4.2.17 に示すように、天端覆工巻厚が薄くなると覆工は変形しやすくなる。また、図からわかるように、巻厚不足割合が 67% 付近にひとつの変化点があり、これより不足割合が大きくなると、変形に対する抵抗力の減少度合いが少なくなり、一定値に近づく傾向があるのが特徴的である。

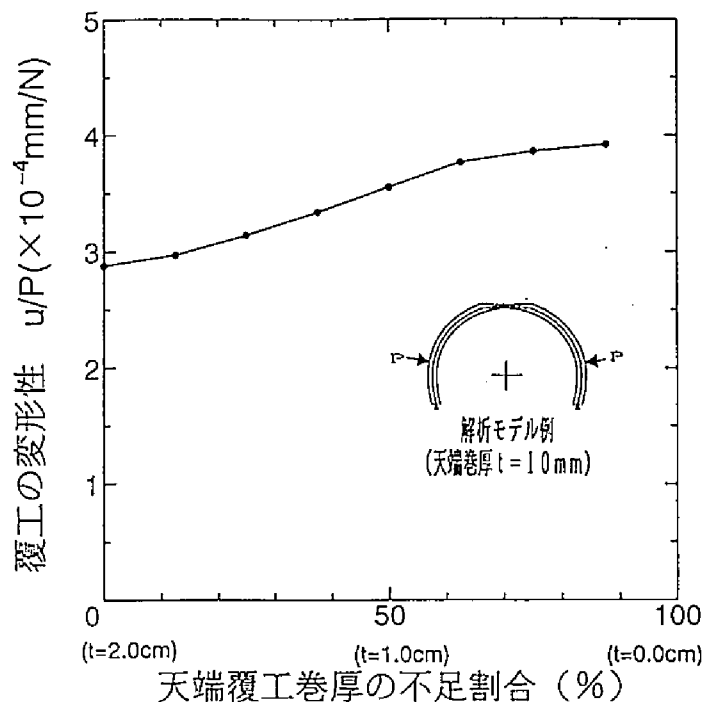


図 4.2.17 パラメータ感度解析結果 (天端覆工巻厚不足の影響)

b) 裏込注入材の剛性の影響 図 4.2.18 に示すように、裏込注入材の剛性が大きければ覆工の変形性は小さくなり、対策効果が向上することが分かる。しかしながら、ある程度以上は材料剛性を大きくしても顕著な変形抑制効果の向上は得られないことが分かる。これは、覆工模型実験結果から得られた傾向と一致している。

なお、この感度解析は、実験と同様に、かなり軟質な地盤を対象としているため、地盤の剛性が大きい場合については、別途検討が必要である。

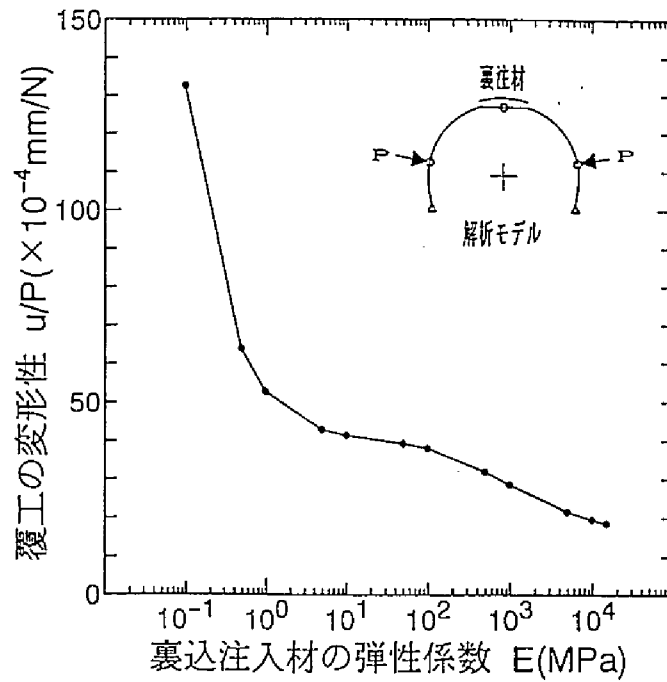


図 4.2.18 パラメータ感度解析結果（裏込注入材の剛性の影響）

c) 内面補強材厚の影響 図 4.2.19 に示すように、内面補強材厚を厚くすれば、覆工変形の抑制効果は大きくなる。鋼板の場合は、材料自体の剛性が大きい
ため、板厚が比較的薄い範囲では、対策を施すことによる変形抑制効果は板厚増加に伴い顕著に大きくなるが、 $t=0.2\text{mm}$ 程度を境にして、板厚を厚くしても効果は顕著には大きくなる。これに対して、炭素繊維シートは、鋼板に対して剛性が比較的小さいので、補強量、すなわち、積層シート枚数増加に伴い、変形抑制効果がほぼ比例関係で増加していく傾向がある。

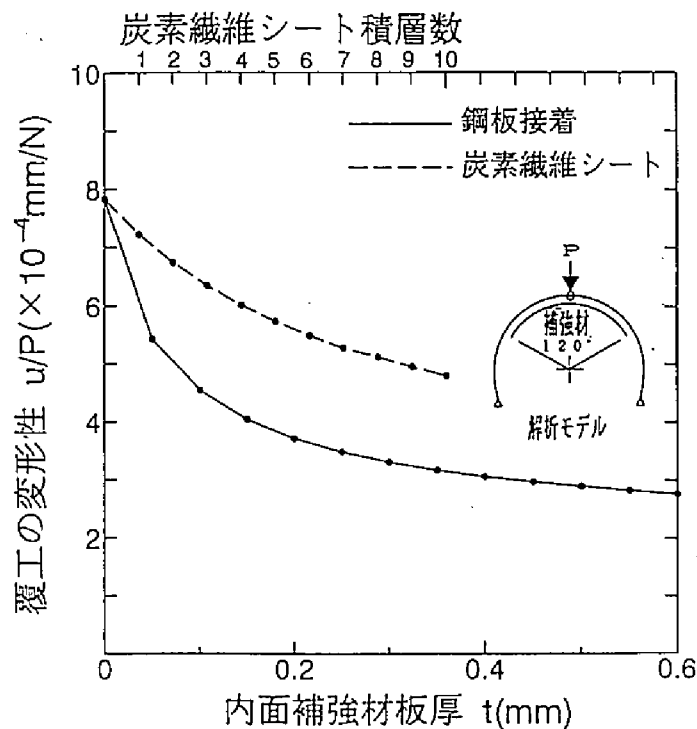


図 4.2.19 パラメータ感度解析結果（内面補強材の剛性の影響）

4.3 ファイバーモデル解析⁶⁾

4.3.1 解析手法

トンネル覆工のひび割れ進展を連続的に解析するために、複合部材解析プログラム FBSP-3D⁶⁾を用いた。本プログラムは、部材を有限個のファイバーの組み合わせでモデル化し、1つの梁要素とみなすアルゴリズムにコンクリートのひび割れ処理を組み合わせで解析するものである。

ファイバーモデルでは、要素の断面はファイバーの集まりとして表現され、各ファイバーはそれぞれの断面内の座標と物性値を持っており、これらの値からモデルと等価な梁要素の断面積、弾性係数、断面2次モーメントを計算する。軸力と曲げ変形によって各ファイバーは軸方向の応力を持つことになり、これが与えられた圧縮・引張強度に達したとき、そのファイバーは塑性または破断したと判断する。本プログラムでは、ひび割れ発生と判断されたファイバーについて、①ファイバーの剛性を低下させ、応力を0とする、②解放応力を軸力及びモーメントとして両端の節点に載荷する、③新たに定まったファイバーの剛性から中立軸を移動させる、④図4.3.1に示すように中立軸の不連続を表すため要素を両端に剛域を持ったコの字型の要素に変形させる、といった処理を繰り返し計算により実施して、ひび割れ進展をシミュレーションする。

図4.3.2に示すように複線・単線断面ともトンネル周方向を46分割、覆工巻厚を20のファイバーに分割してモデル化し、1ステップ0.1kNずつ段階的に載荷した。

4.3.2 シミュレーション解析

解析結果を図4.3.3に示す。図4.3.3から解析結果は実験結果の傾向をよく表しているといえる。特に、圧力の進行によりP-u曲線の勾配が変化している点が骨組解析では表現できない特徴といえよう。

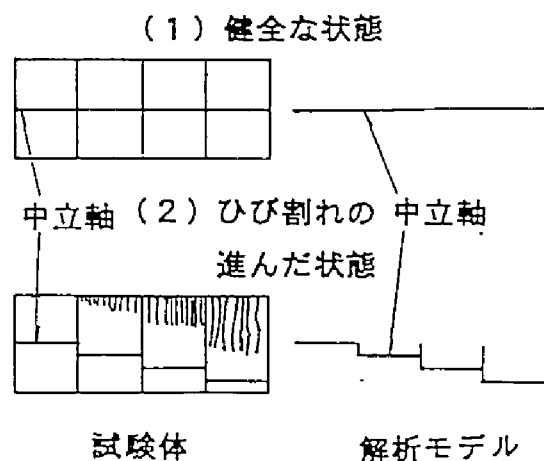


図4.3.1 ひび割れ進展に伴うモデルの変化

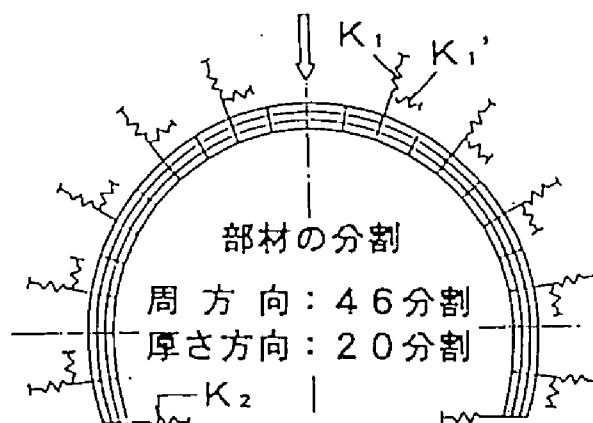


図4.3.2 ファイバーモデル (ケース1)

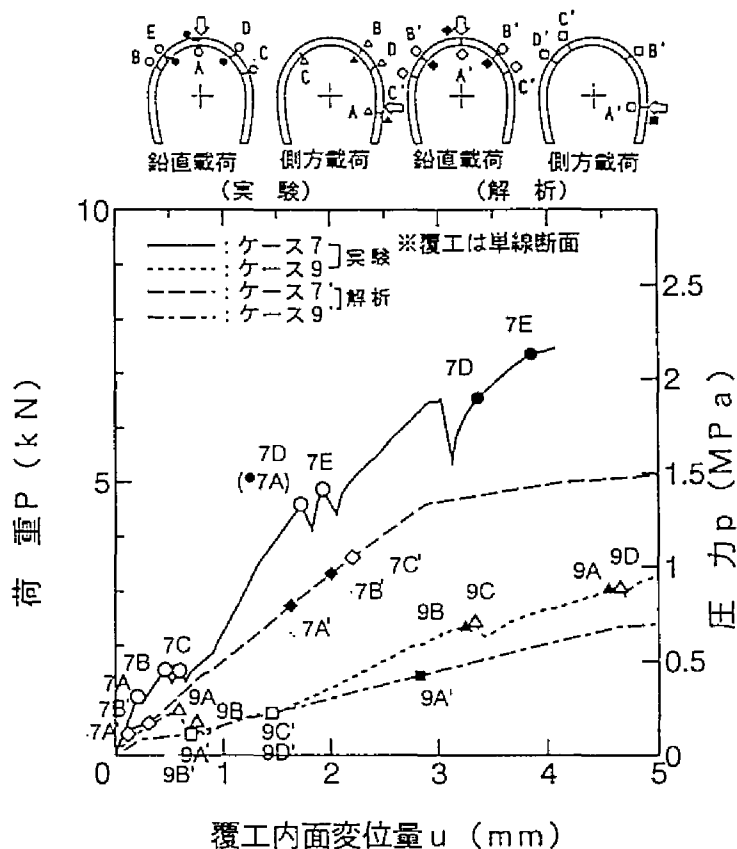


図 4.3.3 ファイバーモデル解析結果 (ケース 7、ケース 9)

4.4 結言

実験結果のシミュレーション解析、及びパラメトリック解析を通じ、以下の結論を得た。

(1) 解析法について

- ① 概ね骨組弾性解析による模型実験のシミュレーション解析の妥当性が確認されたが、非線形解析も行い覆工材料の応力・ひずみ関係の非線型性の影響の検討も行う必要がある。なお、 K_R は各ケースによって異なるが、各ケースの K_R の解析直線と $K_R=0$ としたヒンジの場合の解析直線の勾配には大きな差異は生じず、設計等の実務上はヒンジとして扱うことが、若干安全サイドとなり妥当であると考えられる。
- ② 模型実験が骨組解析モデルをイメージして開発したものであり、ひび割れが多数発生するまでは骨組解析によって簡便かつ正確にシミュレーションが可能である。ただし、連続的なひび割れ進展解析ができないこと、曲げによる圧力が生じた場合、解析が続行できなくなること等の短所がある。
- ③ ひび割れ進展を連続的に解析できるという点ではファイバーモデル解析が優れている。ただし、せん断破壊が卓越する場合については今後検討の余地がある。
- ④ 骨組解析は、弾性領域での再現性に優れ、ファイバーモデル解析は、ひび割れ進展の再現性に優れる。

(2)トンネル覆工の力学挙動特性について

- ①トンネル覆工は、鉛直圧に対して変形性・耐力に優れ、側圧に弱い。特に、単線トンネルは側圧に弱い。
- ②インバートの効果は、十分には確認できなかった。特に、単線トンネル側壁部への部分荷重に対して効果が見られない。
- ③背面空洞の存在は、覆工の変形性・耐力に悪影響を与えるが、地盤剛性によって差があり、地盤剛性が高いほど空洞の影響は大きい。
- ④背面空洞に裏込注入工を施すと、覆工に地盤反力を伝達することができ、覆工の剛性・耐力を回復することができる。裏込注入効果は、注入材の剛性にはあまり依存しない。このことから、軟質な地盤においては、地盤反力がある程度伝達できる材料であれば、裏込注入工の効果を十分に発揮することを示唆している。
- ⑤内面補強工の剛性が小さい（板厚が薄い）場合は、変形抑制効果の改善度合いがある程度比例的に現れるが、ある一定の補強量を超えると変形抑制効果の改善が、補強工の剛性に対して顕著に現れなくなる。
- ⑥前項より、内面補強工を施す場合は、材料剛性をいたずらに大きくするのではなく、予想地圧、許容変位を考慮した適切な剛性、接着範囲を設計する必要がある。

参考文献(第4章)

- 1) 朝倉俊弘、小島芳之、安東豊弘、佐藤豊、松浦章夫：トンネル覆工の力学挙動に関する基礎的研究、土木学会論文集、No.493/Ⅲ-27、1994.6.
- 2) 朝倉俊弘、安東豊弘、小俣富士男、若菜和之、松浦章夫：欠陥を有するトンネル覆工の変形挙動と内面補強工の効果、土木学会論文集、No.493/Ⅲ-27、1994.6.
- 3) 半谷哲夫：二次覆工を有するシールドトンネル覆工の力学的特性に関する研究、鉄道技術研究報告、No.1303、1985
- 4) 日本国有鉄道：建造物設計標準解説－基礎構造物、抗地圧構造物－、1986
- 5) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説－コンクリート構造物－、1992
- 6) 朝倉俊弘、安東豊弘、小島芳之、伊東淳、山本晃司：トンネル覆工のひび割れ進展シミュレーション、第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集、1993.2

第5章 山岳トンネルの変状メカニズム

5.1 緒言

変状トンネルのメカニズムを検討するために、第2章においては、過去のトンネルの変状事例を整理し、その変状要因に基づく分類を行った。

第3章では、変状現象を力学的に表現できる覆工模型実験装置により、地圧を荷重として与え、地圧・地盤・覆工の変状現象に対する影響を再現し、評価を加えた。

第4章では、模型実験結果を骨組解析を主体としてシミュレーション解析を行い、地圧・地盤・覆工に関するパラメトリック解析を行い、考察を加えた。

本章では、これらを総合的に評価し、山岳トンネルの変状現象に対する考察を行う。

5.2 山岳トンネル変状と地山挙動

第2章において、長期的な地山挙動による地圧の作用を原因とする変状現象について整理した。その地質的要因を整理・分類すると以下のとおりである。

- ①未固結堆積層
- ②低強度軟岩（新第三紀層泥岩・凝灰岩・砂岩）
- ③風化変質岩
- ④温泉余土
- ⑤蛇紋岩（葉片状蛇紋岩、粘土状蛇紋岩）
- ⑥泥質片岩
- ⑦膨潤性粘土
- ⑧断層破碎帯
- ⑨その他

これらの地質条件は、力学的にみれば、低強度であること、化学的にみれば、何らかの水の作用により劣化したもの、あるいは、劣化しやすいものであるといえる。

建設中、あるいは、建設直後に生じる変状は、低い強度の地山条件に対して、支保・覆工の設計（あるいは施工）が十分でなかったものと考えられる。

建設後、長期間を経て生じる変状は、建設中・建設直後には安定を保っていたが、その後、時間経過とともに劣化し、あるいは緩み、覆工に作用する地圧が増大することによるものである。地すべりや斜面クリープに伴う変状は、基本的には斜面の安定性によるが、その他の場合は、トンネル周辺地山の劣化、緩みの進行によるものと考えてよい。トンネル建設時には、掘削に伴う応力解放により地山を緩めるため、トンネル周辺の地下水の影響により、地山の岩石材料そのもの、あるいは節理面等の不連続面の劣化が促進されるものである。

地山の緩み、劣化により、通常は、緩んだ地塊が重力の作用により、トンネル覆工に対して鉛直上方から地圧として作用するが、緩み、劣化のゾーンが拡大し、

トンネル側方に及ぶに至って、トンネル側方からも地圧が作用するようになる。これに対し、インバートのあるトンネルでは、側方からの地圧がアーチ、及びインバートに反力としての軸力が生じ、地圧を支持するが、例えば単線断面では、トンネル断面形状の構成上、側壁の曲率は相対的に小さく、側圧に対して変状が生じ易い。インバートがなければ、側圧に対し、トンネルは非常に「柔らかく、弱い」構造といえる。また、天端背面に施工上の理由から空隙が存在すると、側圧に対し地盤反力がとれず、容易に変状が生じることになる。

インバートのある、閉合した断面は、鉛直圧に対しても、側圧に対しても「硬く、強い」構造であるが、まれに、インバートのあるトンネルが地圧の作用により、変状することがある。この場合、隅角部となる側壁とインバートの付け根に欠陥をもっている場合が多いが、地圧規模は 2MPa (200tf/m^2)¹⁾ を超えていることが想定され、本来、円形断面（1心円）で設計すべきものであろう。

5.3 山岳トンネルの地震被害メカニズム²⁾

前節では、長期的に地圧が作用するトンネルの変状メカニズムについて考察を加えた。

本節では、短期的な地圧の作用による変状の典型例として、地震による山岳トンネルの変状メカニズムについて考察する。

2.5 で述べたように、地震による山岳トンネルの被害は、地震規模、地形・地質条件、トンネル構造条件によって非常に多様である(表 2.5.1)。本節では、このような被害を、まず、その要因により分類し、さらに被害のメカニズムについて考察する。

- ① トンネルを横切る地震断層のずれによる被害（1930年北伊豆地震、1978年伊豆大島近海地震、1984年長野県西部地震）
- ② 斜面崩壊、土石流による坑口の崩壊、埋没（1923年関東地震、1978年伊豆大島近海地震）
- ③ 不良地質区間の覆工被害（1964年新潟地震、1978年伊豆大島近海地震）
- ④ 従前の地すべり、偏圧区間の被害（1964年新潟地震、1968年十勝沖地震）
- ⑤ 老朽・劣化覆工の被害（1952年、1968年十勝沖地震）
- ⑥ 落石による坑口被害（1978年伊豆大島近海地震、1993年北海道南西沖地震）
- ⑦ 周辺地山の緩み、含水未固結地山、施工中の崩落区間の被害（1923年関東地震、1993年能登半島沖地震）

これらの被害のパターンのほとんどが、1995年兵庫県南部地震でも見られたものである（2.5.2 参照）。特に、断層破碎帯、断層粘土に代表される不良地質区間の被害が顕著であったといえる。図 5.3.1 にこれらの地質不良区間における被害の想定メカニズムを模式的に示す。

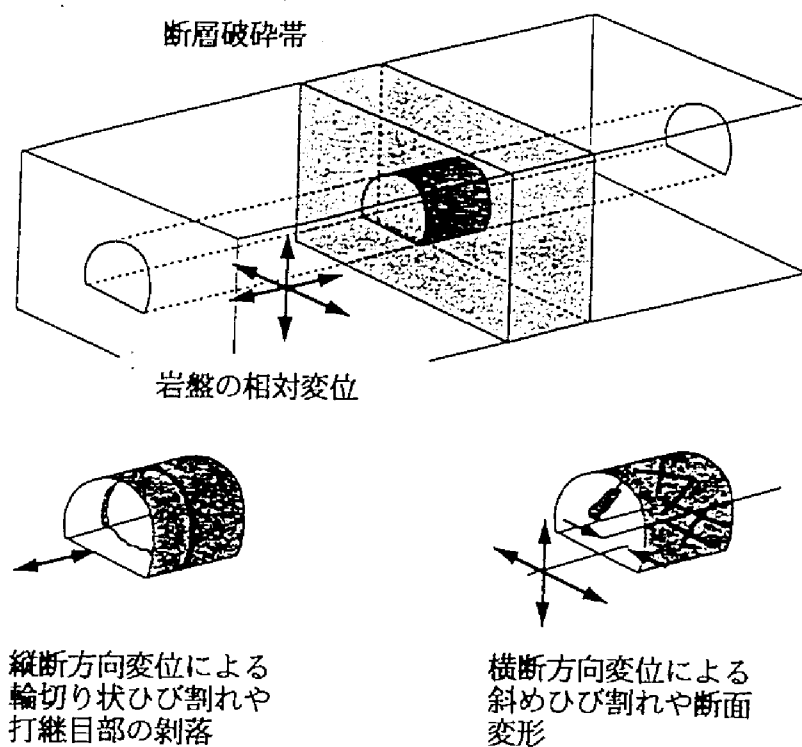


図 5.3.1 断層破碎帯区間の想定被害メカニズム²⁾

もしトンネルが通る断層破碎帯等の不良地質部により、これを挟む岩盤ブロックが隔てられていたならば、それぞれの岩盤ブロックは地震時に別個に運動し、ブロック間に相対変位が生じるであろう。その方向、大きさは、ブロックの分離の程度、地盤の震動の方向、地山全体の地形・地質条件によって決まるものと考えられる。いずれにしても、この相対変位がトンネルにせん断、引張り、圧縮、ねじれを生じせしめ、トンネル覆工の構造条件とあいまって変状が生じることになる。

不良地質区間における横断面における地震力の作用パターンを図 5.3.2 に示す。

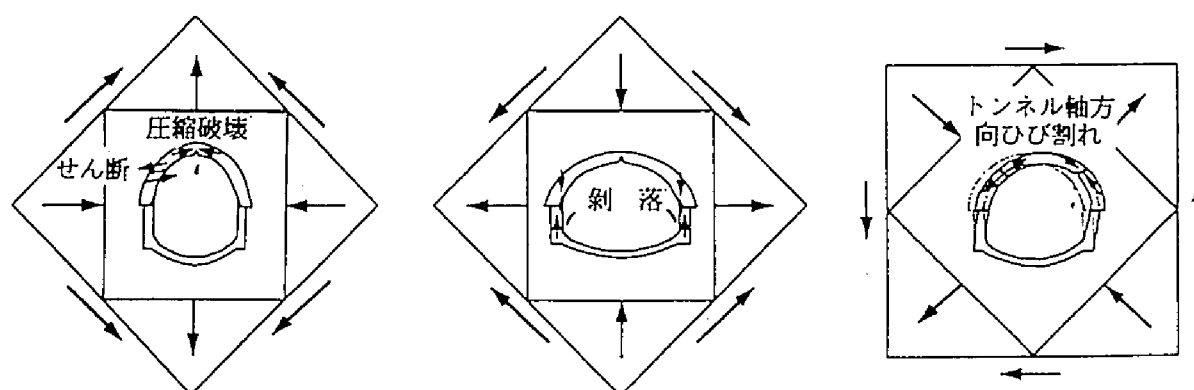


図 5.3.2 横断面における地震力の作用と変状モード²⁾

図に示すように、2 次元的なせん断応力は、トンネル鉛直方向、水平方向の直応力に他ならず、震源から伝播するせん断波がトンネルへの鉛直、水平方向の作

用力となったものであると考えられる。もし、トンネル横断面が水平に圧縮されれば、アーチ天端に圧ざが、アーチ肩部に圧縮・せん断破壊が生じる（写真 2.5.1）。一方、トンネル横断面が鉛直に圧縮されれば、アーチ・側壁の打ち継ぎ目部に圧ざによる剥落が生じる（写真 2.5.2）。さらに、水平なせん断力が作用すれば、アーチ肩部にトンネル軸方向の圧縮・引張りひび割れが生じるであろう。

地質不良区間は、建設時に巨大な地圧の作用や高圧の湧水によって、支保・覆工の施工に難渋を極めたことは想像に難くない。このため、覆工の材料や構造に問題を内包している可能性も強く、このことが被害を助長する要因となっていることにも注意を要する。

土被りの浅い、坑口部の被害については、図 5.3.3 によってそのメカニズムが説明できる。すなわち、軟質な土被り部分と坑門部に水平方向の慣性力が作用し、アーチ肩部に曲げの作用による引張りひび割れが生じるものと考えられる。

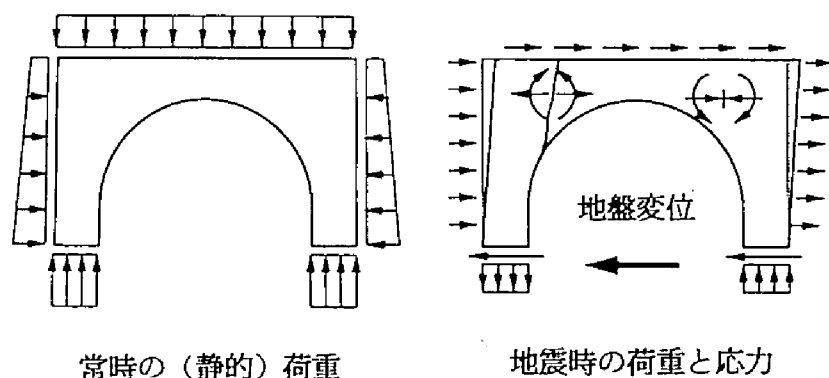


図 5.3.3 坑門部の想定被害メカニズム

5.4 結言

トンネル変状現象を、長期的地圧の作用に基づく変状と、短期的な地圧の作用による変状に分けて、事例に基づく要因の分析を行った。いずれの場合にも、変状要因として外的要因としての地形・地質条件があり、内的要因としての覆工構造条件が寄与することが分かった。

これらを模型実験で再現するために、各変状要因を簡単なモデルに置き換えて、それぞれの要因に関する比較実験を行った。さらに骨組解析によりシミュレーション解析、パラメトリック解析を行いトンネル覆工の力学挙動と地圧、覆工構造の関係について、検討を加えた。

これらの結果を総合的に評価した上で、それぞれの変状メカニズムについて考察を加えた。

長期的な地圧の作用には、外的要因としての地質条件が、低強度の地質条件であるという共通項をもっており、さらに、水による劣化、緩みの進行が変状を促進させるものと想定される。また、覆工構造の特性から、単線断面が側圧により変状現象が顕著に現れ、インバートをもたない構造では、さらに変状が進みやす

いという特徴がある。

短期的な地圧の作用では、地震の場合、地震規模と震源距離のほか、断層破碎帯に代表される不良地質条件と、構造的な何らかの弱点が被害要因として挙げられる。被害のメカニズムとしては、地山深部では、せん断波の伝播に伴うトンネル断面の各種変形モードによる変状現象の特徴が説明できた。土被りの浅い坑口付近の変状モードも想定される水平の地震動により説明がなされた。

参考文献(第5章)

- 1) 吉川恵也、朝倉俊弘、川上義輝、馬場富雄：トンネルの耐震補強に関する研究、鉄道技術研究報告、No.1322、1986.3.
- 2) Asakura,T., Shiba,Y., Sato,Y., Iwatate,T. : MountainTunnels Performance in the 1995 Hyogoken-nanbu Earthquake, Special Issue of JSCE, 1996.6.

第6章 変状トンネル対策設計法

6.1 緒言

変状トンネルの対策工設計を的確に行うためには、トンネル覆工構造のモデル化、トンネルに作用する地圧のモデル化、トンネル周辺地山のモデル化のそれぞれを的確に行う必要がある。ところが、現実問題としては、これらを正確に把握することは極めて困難であり、たとえボーリング調査等を詳細に行っても、正確に必要な情報を得ることは難しい。

したがって、ここでは、上記の3要素を簡略にモデル化し、概略の設計が行える手法を提案する。

解析的手法には、4章で述べたように骨組解析のほか、有限要素法等も用いられるが、ここでは、上に述べたように簡便に行える方法として骨組解析を用いることとする。

図6.1.1に解析による設計概念図を示す。

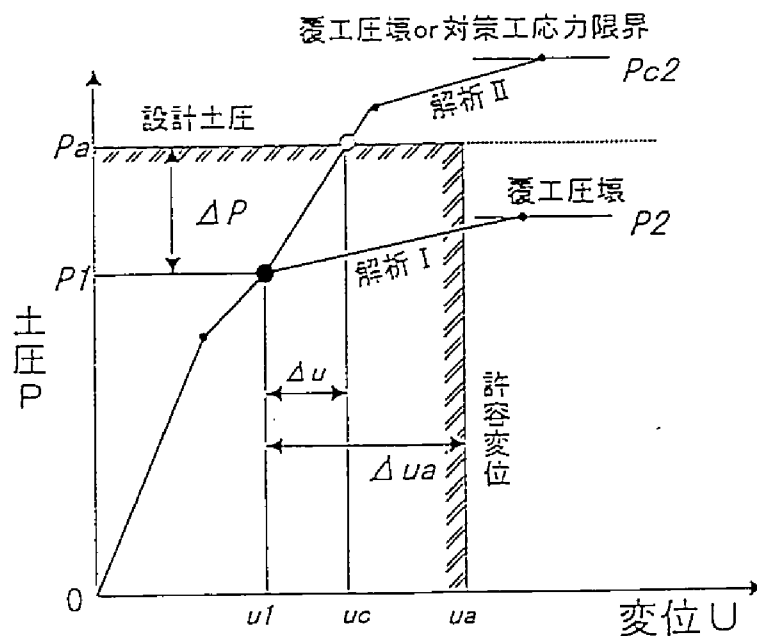


図 6.1.1 解析による設計概念図

解析による設計の概略手順は以下のとおりである。

- 1)最初に変状トンネル覆工（現況断面）をモデル化して解析（ひび割れ進展解析 I）を行い、変状のシミュレート及び覆工耐力（圧縮破壊耐力）の算定を行う。
- 2)次に覆工構造、地質、変状現象等の条件及び現況断面解析結果から対策工設計における設計地圧を設定し、対策工断面解析（ひび割れ進展解析 II）を行う。
- 3)対策工解析で得られる対策覆工耐力によって対策工効果を評価し、対策工設計を行う。

6.2 地盤及び変状トンネル覆工のモデル化

6.2.1 地盤のモデル化

(1)解析モデル

①地盤は、解析モデルの節点に作用する地盤反力ばね（法線方向ばね K_1 、接線方向ばね K_2 ）でモデル化する。ただし、地盤反力ばねは圧縮方向にのみ作用させ、覆工が内側に変位する場合には考慮しない。

②背面空洞をモデル化する場合には、その範囲には地盤反力ばねを考慮しない。

(2)設計用諸数値

①地盤反力ばね定数の算定は、以下の示方書等 に示されている地盤反力係数の考え方に準拠する。

- ・「トンネル標準示方書（開削工法編）・同解説」²⁾
- ・「道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編」²⁾

6.2.2 覆工のモデル化

(1)解析モデル

①覆工は、線形弾性の梁としてモデル化する。

②ひび割れ断面は、ひび割れ発生時点で塑性ヒンジ（ピン結合）等によりモデル化する。

③施工打ち継ぎ目等の不連続面は、その状況に応じて塑性ヒンジ（ピン結合）等によりモデル化する。

(2)設計用諸数値

①構造物性値

- ・部材巻厚
- ・剛性（全断面有効）
- ・弾性係数

②破壊判定設計値

- ・覆工巻厚
- ・設計圧縮強度
- ・設計引張強度

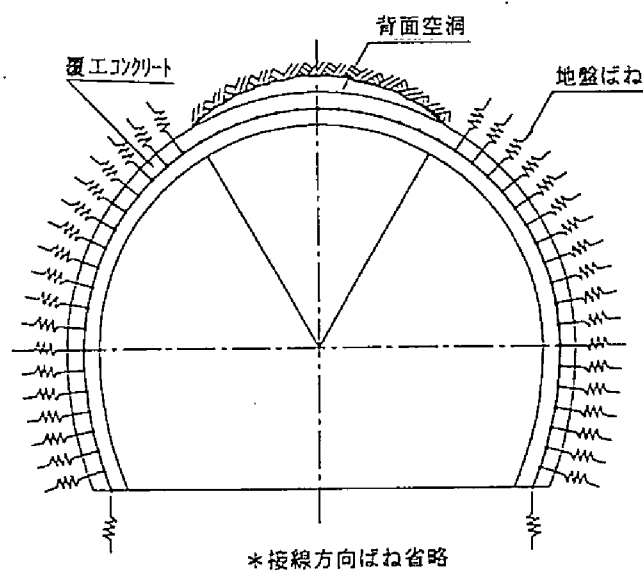


図 6.2.1 地盤・覆工のモデル化（概念図）

6.3 変状トンネルに作用する地圧のモデル化

(1)地圧モードの設定

以下に示す条件から、地圧モードとして作用方向及び作用範囲を推定する。

- ・地形条件（低土被り、急斜面等）
- ・地質条件（風化帯、低強度軟岩、地すべり地等）
- ・計測結果（内空変位量及び速度）
- ・変状現象（ひび割れパターン、押出し、圧ざ等）

これらの条件から地圧モードを設定する。地圧モードとしては、以下に示す3パターンから設定してよい。

- ・緩み地圧(鉛直地圧)
- ・偏圧（斜め地圧）
- ・塑性圧（側圧）

なお、状況に応じて局部地圧（集中荷重）等、その他の地圧モードを用いることも可能である。

(2)現況地圧 P1 及び破壊時地圧(現況断面耐力)P2 の算定

ひび割れ進展解析Ⅰ（現況断面）から現況断面に作用している地圧及び破壊時の地圧を算定し、対策工の必要性及び施工時期を検討する。

- | | | |
|----------------------|---|------|
| ・軽易な変状（計画的に対策を行えばよい） | → | ランクⅠ |
| ・中くらいの変状（対策を行う必要あり） | → | ランクⅡ |
| ・重い変状（直ちに対策を行う必要あり） | → | ランクⅢ |

(3)設計地圧 Pa の設定

設計地圧を次式により設定する。

$$P_a = P_1 + \Delta P$$

ここに、 ΔP ：対策工施工後の設計増加耐力（地圧）

前述のように、山岳トンネルに作用する地圧現象は極めて複雑であるため、作用地圧の正確な想定は困難な場合が多い。しかし、ひび割れの生じた変状トンネルは、ひび割れのパターンや内空変位等の変状現象から、地圧の作用方向・作用範囲を概略的に推定することは可能である。

また、地圧モード（作用方向、作用範囲）が設定できれば、ひび割れ進展解析から現況地圧及び破壊時地圧を推定することが可能であり、既往の地圧測定実績を基に地圧規模を概略想定することも可能であると考えられる。よって、上記の方法により設計地圧を設定することとした。ただし、この手法においては、周辺地山、覆工構造、背面空隙等が的確に推定され、モデル化されていることが前提条件となる。

なお、以下の方法により、変状現象に応じた地圧を的確に推定出来る場合、上記によらず、設計地圧を設定してよい。

- ・土砂地山等において既往の地圧論的手法（Terzaghiの緩み地圧等）が適用出来る場合
- ・計測によって地圧を推定できる場合

・既往の実績から経験的に設定できる場合

本解析では覆工構造の自重を考慮するものとする。本設計法では、解析結果を重ね合わせてひび割れの進展をモデル化することから、自重による解析の結果は、初期条件として地圧による解析を行う前に算定しておく必要がある。

防水トンネル等において地下水による水圧が覆工構造に作用すると判断した場合には、これを考慮に入れるものとする。

6.4 変状トンネル対策設計法

前々節、前節にしたがって地盤、覆工、地圧を推定しモデル化することにより、図 6.4.1 の手順で解析による設計を行うことが可能である。

各手順の基本的な考え方を以下に示す。

- ①地圧モードの設定：地形条件、地質条件、変状現象から地圧モードを設定する。地圧モードとしては、地圧の作用方向、及び作用範囲を設定する。
- ②地圧・地盤ばね・覆工のモデル化：地圧は、地圧モードを設定してモデル化する。地盤ばねは、地質調査等で得られた地山の物性値によってモデル化する。
- ③ひび割れ進展解析Ⅰ（現況断面）：現況断面のモデル化によって解析を行い、変状現象のシミュレート、現況地圧 P_1 及び破壊時地圧（現況断面耐力） P_2 の算定を行う。この解析結果から、対策工の必要性及びその施工時期について検討する。また、現況断面耐力から対策工の設計地圧を設定する。
- ④対策工のモデル化
対策工の設計値及び効果特性を考慮して対策工断面をモデル化する。
- ⑤ひび割れ進展解析Ⅱ（対策工断面）：対策工断面のモデルを用いて解析を行い、対策効果の確認及び終局地圧（対策工断面耐力）の算定を行う。この解析結果から、耐力等の効果判定を行い、対策工の選定、及びその設計値を設定する。

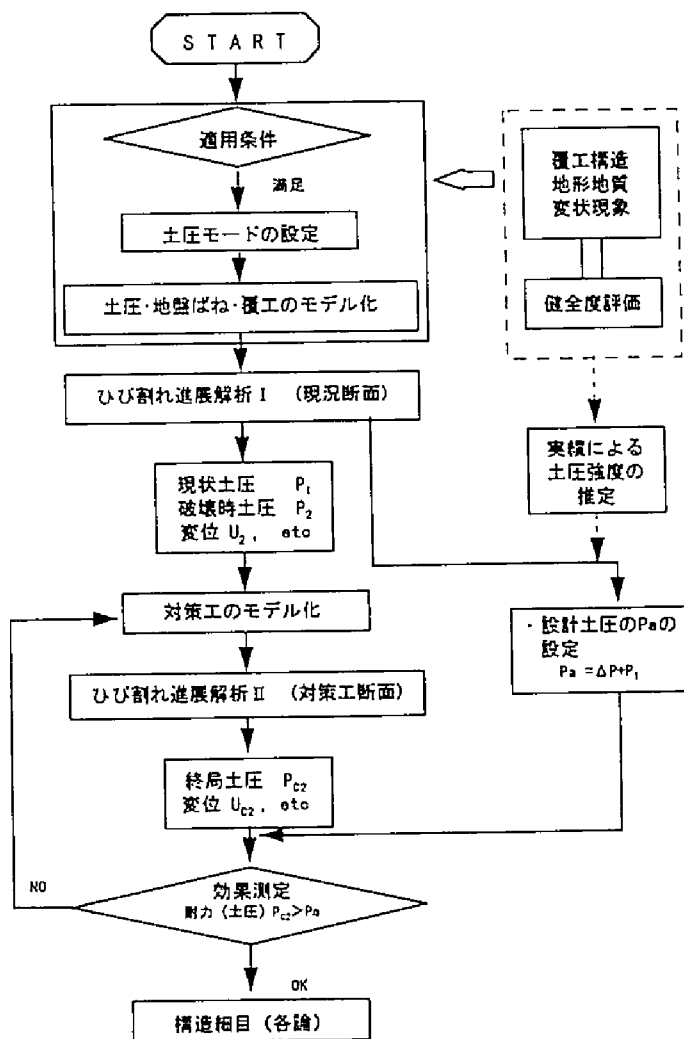


図 6.4.1 解析による設計フロー

第7章 結論

7.1 トンネル変状現象とその要因について

- (1) 山岳トンネルの変状要因は、地形・地質条件に基づく外的要因と、覆工構造に関連する内的要因の介在によって生じる。
- (2) 地質条件が低強度の不良岩で水による劣化が生じる場合には、長期的な地圧の作用による変状現象が生じる。
- (3) 地震による被害は、外的要因としての地震力、震源からの距離、地形・地質条件と内的要因としての覆工構造が関連した場合に生じている。

7.2 トンネル変状の力学的評価について

- (1) 一般にトンネルに地圧が作用すると地圧の作用する方向の壁面内側にトンネル軸方向の水平引張りひび割れが生じる。
- (2) 構造的変状要因としては、施工技術に起因する天端巻厚不足、背面空隙、縦長形状（特に側壁直）、インバートなしが挙げられる。
- (3) 覆工と地盤の相互作用が表現できる新しい覆工模型実験装置を開発した。これにより地盤条件、地圧条件、覆工構造等をパラメータとした各種比較実験が容易に行えるようになった。
- (4) 覆工の力学挙動の特徴として従来の経験的知識を確認するとともに新しい知見を得た。
 - ① トンネル覆工は鉛直圧に対して変形性・耐力にすぐれ、側圧に弱い。特に単線トンネルは側圧に弱い。
 - ② 縦長形状の単線トンネルでは、側壁への部分的な荷重に対してインバートは十分に効果を発揮するとはいえない。
 - ③ 背面空洞の存在は、覆工の変形性・耐力に悪影響を与えるが、地盤剛性によって差があり地盤剛性が大きいほど空洞の影響はより大きい。
 - ④ 逆巻覆工は、迫め部の欠陥がなく側壁に十分な軸力が発生していれば問題はないが、軸力が発生しておらず側圧が作用した場合には重大な欠陥となる。
- (5) 骨組解析、ファイバーモデル解析はともに、実験結果を的確にシミュレートしうるが、骨組解析は弾性的領域における再現性にすぐれ、ファイバーモデル解析はひび割れ進展の再現性にすぐれる。
- (6) トンネル覆工は構造欠陥がない場合、ひび割れが生じてからも構造全体として粘りを持ち、建築限界を支障する以前に崩落等の状況は生じにくい。このことは、変状トンネル覆工の内空変位測定による管理の重要性を表している。
- (7) 覆工模型実験装置を用いた実験結果の比較により、覆工の構造的欠陥（天端巻厚不足、背面空洞）が、覆工剛性および耐力の低下に顕著に関連していること、変状対策としての裏込注入工や内面補強工は十分な効果を発揮することが確認できた。
- (8) 天端が巻厚不足で背面空洞が存在すると、天端の地盤反力が得られないので、

側圧に対する覆工の剛性、耐力を著しく低下させ、初期ひび割れが発生した後は、ほとんど剛性を失ってしまう。また、空洞範囲が大きいと地盤反力がより期待できなくなるので、耐力の低下へとつながる。

- (9) 背面空洞に裏込注入工を施すと、覆工に地盤反力を伝達することができ、覆工の剛性、耐力を回復することができる。また、裏込注入工の効果は、注入材の剛性にはあまり依存しないことが、実験結果およびパラメータ感度解析結果より確認できた。これより、軟質な地盤においては、地盤反力のある程度伝達できる材料であれば、裏込注入工の効果をも十分に発揮することを示唆していると言える。
- (10) 曲げ引張作用により変状を起こした覆工に内面補強を施すと、変形の抑制効果が大きく、大幅な剛性の回復、または健全覆工を上回る耐力を得ることが確認できた。ただし、内面補強工施工箇所の端部に応力が集中し、新たな弱点となる場合があるので注意が必要である。
- (11) 今回の実験では、鋼板接着の場合は使用した材料の剛性（補強量）が大きく、覆工の変形抑制効果が過剰であったので、脆性的な破壊形態を示した。これに対して、剛性の小さい炭素繊維シート補強の場合は、急激な破壊形態を示さず、延性的な破壊形態を示した。また、パラメータ感度解析からは、剛性が小さい（板厚が薄い）場合は変形抑制効果の改善度合いがある程度比例的に現れるが、ある一定の補強量を越えると変形抑制効果の改善が顕著に現れなくなる傾向が把握できた。
- (12) (11)の知見から、内面補強工を施す場合は、材料剛性をいたずらに大きくするのではなく、予想地圧、許容変位を考慮した適切な剛性および接着範囲を設計することが必要である。

7.3 トンネルの変状メカニズムについて

- (1) 長期的な地山挙動による地圧の作用を原因とする変状現象は、低強度で水による劣化に関連した地質的要因が寄与しており、トンネル建設後、徐々に劣化・緩みゾーンが拡大して地圧が増大し、鉛直卓越の地圧モードから、やがて側圧も作用するようになる。
- (2) この場合、内的要因としてインバートのないトンネルは、地圧の作用形態によらず側圧に弱く、さらに縦長の単線断面形状は、より側圧に弱く、変状を助長する要因となる。
- (3) 短期的な地圧の作用による変状として、地震による被害メカニズムを検討した。土被りが深い場合には、断層破砕帯に代表される不良地質区間で、地山のせん断変形に伴う各種変状モードを説明した。
- (4) 土被りの浅い、坑門付近で見られる震害は、軟質な土被りや坑門部の慣性力による変形に伴う曲げ破壊がアーチ肩部に生じることを説明した。

7.4 トンネル変状対策工設計法の提案

- (1) 地山、地圧、覆工のモデル化による、骨組解析による設計の基本的考え方と、

設計の手順を提案した。なお、地山は地盤ばねとして、地圧は作用方向と作用範囲を設定する地圧モードにより、覆工は梁材としてモデル化する。

- (2)解析は、①地圧モードの設定、②地圧・地盤ばね・覆工のモデル化、③ひび割れ進展解析Ⅰ（現況断面）、④対策工のモデル化、⑤ひび割れ進展解析Ⅱ（対策工断面）の手順によって行われる。

謝辞

本論文は、これまで筆者が約10年にわたって行ってきた、トンネルの変状対策に関する研究成果をとりまとめたものである。これまで、トンネルの変状対策といった保守に関する課題は、研究テーマとして取り上げられることもなく、参照すべき前例もなく、産みの苦しみは想像以上のものであった。ここまで漕ぎ着けられたのも、貴重な変状トンネルデータを蓄積し、経験的知識を伝承された日本国有鉄道・鉄道技術研究所、(財)鉄道総合技術研究所の先輩皆様のおかげである。

本論文を取りまとめるに当たっては、京都大学教授佐々宏一博士には、研究全般にわたり御懇切なる御指導と激励を賜った。まさに手取り足取りの御指導をいただき、感謝の言葉も思いつかない。京都大学教授足立紀尚博士には、日常業務の多忙さに作業が遅れると、必ず愛情あふれる鞭を入れていただいた。京都大学教授斎藤敏明博士には、論文の基本構成、地盤工学的立場からの問題把握について貴重なご意見をいただいた。

京都大学教授菊地宏吉博士、京都大学教授大西有三博士、金沢工業大学教授土屋敬博士、京都大学教授田村武博士、京都大学助教授谷本親伯博士、近畿大学助教授久武勝保博士の皆様からは、長い間にわたり激励とご指導をいただいている。

(株)鴻池組北井良吉氏、国際航業(株)大島洋志博士、西日本旅客鉄道(株)西川直輝氏、安居和博氏、(社)建設機械化研究所亀岡美友博士、(財)鉄道総合技術研究所河田博之博士、垂水尚志博士、櫻井孝氏、小山幸則氏、吉岡修氏らの多くの先輩からは激励あるいは愛の鞭をいただき、何とか逃避の憂き目を免れることができた。

故吉川恵也氏には、地盤工学・トンネル工学の基礎から鍛えていただいた。また、本論文の基礎となったトンネル変状調査や地震被害調査は吉川氏によるところが大である。部下に対しては、時に厳しく、時にやさしく、自分に対しては常に厳しい姿勢を貫かれた偉大な先輩の早すぎた御逝去は、残念でならない。

本研究は、もとより(財)鉄道総合技術研究所における業務として進めてきたものであり、研究の推進にあたっては、松本吉雄氏、小島芳之氏、小野田滋氏、安東豊弘氏(現東日本旅客鉄道(株))、佐藤豊氏の皆様の多大なるご協力をいただいた。

また、本研究の一部は、日本道路公団試験研究所、ショーボンド建設(株)との共同研究によって行われたものであり、関係各位に貴重なご意見を多々いただくとともに、成果の公表を快くお許しいただいた。共同研究の協力者として、鉄建建設(株)、(株)間組、(株)ダイヤコンサルタント、パシフィックコンサルタンツ(株)、(株)富士総合研究所の関係各位には、多大なるご協力をいただいた。

なお、本研究の推進に当たってトンネル覆工模型実験は、(株)ダイヤコンサルタント川上義輝氏の類まれなる実験技術がなければ、為し得なかったものである。さらに、山岳トンネルの地震被害メカニズムについては、大成建設(株)志波悠紀夫博士との議論を通じて得た成果である。また、膨大なケースの数値解析は安東豊弘氏、ショーボンド建設(株)若菜和之氏の深夜に及ぶ作業のたまものである。さらに、本論文の図表類の整理は、(株)テスの伊藤とみ子さん、蒲地秀矢君がいやな顔一つ見せず、手伝って下さった。

ここに厚く御礼申し上げます。

最後に、長い間かまってやれなかった妻喜代美、長男将行、長女和歌子に謝りたいと思います。この論文を吉川さんのご霊前に報告したら、その後、みんなでカラオケに行こう！

使用記号一覧

A	: 載荷板面積 (cm^2)
V_p	: 超音波伝播速度 縦波速度 (km/s)
V_s	: 超音波伝播速度 横波速度 (km/s)
E_*	: 使用材料の弾性係数 (kgf/cm^2)
ν_*	: 使用材料のポアソン比
G_*	: 使用材料のせん断弾性係数 (kgf/cm^2)
σ_{cs}	: 使用材料の一軸圧縮強度 (kgf/cm^2)
σ_{ts}	: 使用材料の曲げ引張強度 (kgf/cm^2)
注) *に入るアルファベット小文字は、以下の材料を示す.	
m	: 覆工モルタル
$s0.30$: s は内面補強材のブリキ板あるいはりん青銅板, 数値は板厚 (mm) を示す.
$c50$: c は内面補強材の炭素繊維シート, 数値は m^2 当たりの炭素繊維量 (g) を示す.
a	: 接着材
$g58$: 裏込注入材 (軟質材—硬度58Hsのゴム材)
r	: 裏込注入材 (硬質材—エポキシ樹脂材)
P	: 載荷荷重 (kgf)
p	: 載荷圧力 (kgf/cm^2)
δ	: 載荷板の押し込み量 (mm)
$\Delta \delta$: 1ステップ毎の載荷板押し込み量 (mm)
u	: 載荷位置での覆工内面の法線方向変位量 (mm)
$P_{i,j}$: j 番目の初期荷重 ($j=1 \sim 5$) (kgf)
$P_{t,1}$: 初期ひび割れ発生時 (1次モード) の載荷荷重 (kgf)
$p_{t,1}$: 初期ひび割れ発生時 (1次モード) の載荷圧力 (kgf/cm^2)
$\delta_{t,1}$: 初期ひび割れ発生時 (1次モード) の載荷板の押し込み量 (mm)
$u_{t,1}$: 初期ひび割れ発生時 (1次モード) の載荷位置での覆工変位量 (mm)
$P_{t,2}$: 2番目のひび割れ発生時 (2次モード) の載荷荷重 (kgf)
$p_{t,2}$: 2番目のひび割れ発生時 (2次モード) の載荷圧力 (kgf/cm^2)
$\delta_{t,2}$: 2番目のひび割れ発生時 (2次モード) の載荷板の押し込み量 (mm)
$u_{t,2}$: 2番目のひび割れ発生時 (2次モード) の載荷位置での覆工変位量 (mm)
K_n	: 層間圧縮ばね定数 (kgf/cm)
K_s	: 層間せん断ばね定数 (kgf/cm)
K_l	: 法線方向地盤ばね定数 (kgf/cm)
K_l'	: 接線方向地盤ばね定数 (kgf/cm)
K_2	: 脚部内面水平方向地盤ばね定数 (kgf/cm)
K_3	: 「地盤ばね+裏込注入」シミュレーション時のばね定数 (kgf/cm)
K_r	: 初期ひび割れ発生位置での回転ばね定数 ($\text{kgf}\cdot\text{cm/rad}$)
S_A	: 解析による初期ひび割れ (1次ひび割れ) 発生位置 (A点)
S_B	: 解析による2番目のひび割れ (2次ひび割れ) 発生位置 (B点)
E_A	: 実験による初期ひび割れ (1次ひび割れ) 発生位置 (A点)
E_B	: 実験による2番目のひび割れ (2次ひび割れ) 発生位置 (B点)
E_{BC}	: 実験による2番目のひび割れ (2次ひび割れ) 発生位置 (B点、C点)
Δu	: 載荷位置における初期ひび割れ発生から2番目のひび割れ発生までの増分変位量 (mm) ($u_{t,2}-u_{t,1}$)
$\Delta P_{t,1}$: 1次モードの増分荷重 (kgf)
$\Delta P_{t,2}$: 2次モードの増分荷重 (kgf)
$\Delta P_{t,3}$: 対策工モードの増分荷重 (kgf)
$\Delta u_{t,1}$: 1次モードの増分変位量 (kgf)
$\Delta u_{t,2}$: 2次モードの増分変位量 (kgf)
$\Delta u_{t,3}$: 対策工モードの増分変位量 (kgf)